UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL.

TEMA:

"ANÁLISIS FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL, PARA EL DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO BADCAHUÁN PERTENECIENTE AL CANTÓN PENIPE – PARROQUIA EL ALTAR – COMUNIDAD "LA DOLOROSA", RIOBAMBA – ECUADOR 2015".

TESIS DE GRADO

Previo a la obtención del título de:

INGENIERO CIVIL

PRESENTADO POR:

MILTON GEOVANNY GUANO QUILLE

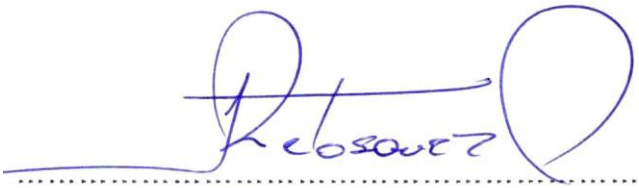
LUIS PATRICIO MAIGUA PAGUAY

RIOBAMBA-ECUADOR

AÑO 2015.

Los miembros del Tribunal de Graduación del proyecto de investigación de título: **"ANÁLISIS FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL, PARA EL DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO BADCAHUAN PERTENECIENTE AL CANTÓN PENIPE – PARROQUIA EL ALTAR – COMUNIDAD "LA DOLOROSA", RIOBAMBA – ECUADOR 2015",** presentado por : **LUIS PATRICIO MAIGUA PAGUAY – MILTON GEOVANNY GUANO QUILLE,** y dirigida por el: Ing. Oscar Paredes P.

Una vez escuchada la defensa oral y revisado el informe final del proyecto de investigación con fines de graduación escrito en la cual se ha constatado el cumplimiento de las observaciones realizadas, remite la presente para uso y custodia en la biblioteca de la Facultad de Ingeniería de la UNACH.

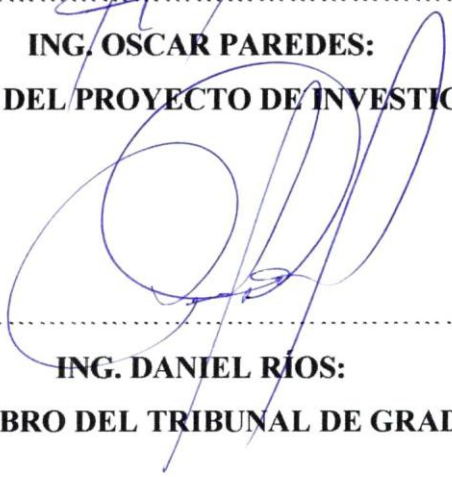


ING. VÍCTOR VELÁSQUEZ:

PRESIDENTE DEL TRIBUNAL.

ING. OSCAR PAREDES:

DIRECTOR DEL PROYECTO DE INVESTIGACIÓN.



ING. DANIEL RÍOS:

MIEMBRO DEL TRIBUNAL DE GRADO.

AUTORÍA DE LA INVESTIGACIÓN

"La responsabilidad del contenido de este Trabajo de Grado, nos corresponde exclusivamente a los autores: Luis Patricio Maigua Paguay – Milton Geovanny Guano Quille; al Director del Proyecto: Ing. Oscar Paredes Peñaherrera; y el patrimonio intelectual de la misma a la Universidad Nacional de Chimborazo."

LUIS PATRICIO MAIGUA P.

060406003-8

MILTON GEOVANNY GUANO Q.

020192469-3

AGRADECIMIENTO

Mis sinceros agradecimientos a Dios ante todo, porque es quien me brinda salud y vida para seguir adelante, y quien me ha guiado siempre por un buen camino para poder hoy cumplir mi meta.

A mis padres, quienes me dedicaron todo su tiempo y apoyo en todo el transcurso de mi vida universitaria. Ellos quienes son ejemplo de superación, y a quienes debo todo lo que hasta ahora soy; siempre serán el pilar fundamental en mi vida. A mi esposa e hija gracias por haber confiado en mí. Y también un agradecimiento inmenso a mis hermanos y amigos por haberme apoyado moralmente dándome ánimos y motivación para superarme.

Guano Quille Milton Geovanny

En primer lugar doy considerablemente gracias a DIOS por haberme dado fuerza y valor para poder culminar éste período de mi vida. A cada uno de los que son parte de mi familia a mi PADRE Hector Maigua, mi MADRE Angela Paguay, a mis abuelitos, a mis hermanos y a todos mis tíos; por siempre haberme dado su fuerza y apoyo incondicional que me han ayudado a sobresalir mi carrera. También dedico a mi novia G. P., a mis amigos y compañero de tesis porque en esta armonía grupal lo hemos logrado.

A mis profesores a quienes les debo gran parte de mis conocimientos, gracias apoyo incondicional y enseñanza.

Maigua Paguay Luis Patricio

DEDICATORIA

Dedico principalmente este trabajo de graduación a mis padres Efraín Guano y Magdalena Quille quienes fueron un apoyo y una motivación fundamental durante toda mi carrera y mi vida, siempre me brindaron su apoyo incondicional; siempre compartieron junto a mí los momentos buenos y malos; y me infundieron valores importantes que me ayudaron a ser una persona de bien.

Guano Quille Milton Geovanny

Dedico este trabajo de grado a Dios y a mis padres. A Dios porque me ha cuidado y brindado fortaleza para culminar esta etapa de mi vida, a mis padres quienes a lo largo de mi vida han velado por mi educación siendo mi apoyo incondicional en todo momento.

Maigua Paguay Luis Patricio

ÍNDICE GENERAL

Contenido

ÍNDICE GENERAL vi

ÍNDICE DE TABLAS xv

ÍNDICE DE GRÁFICOS xxiii

SUMMARY: ..... **¡Error! Marcador no definido.**

INTRODUCCIÓN: xxxii

CAPITULO I 1

1. EL PROBLEMA 1

1.1. Tema del trabajo de grado. 1

1.2. Ubicación geográfica del proyecto. 1

1.3. Problematización. 2

1.4. Análisis crítico. 3

1.5. Prognosis. 3

1.6. Delimitación. 4

1.7. Formulación del problema. 4

1.8. Objetivos. 4

1.8.1. Objetivo general. 4

1.8.2. Objetivos específicos. 4

CAPÍTULO II 6

2. FUNDAMENTO TEÓRICO 6

2.1. Guía de inspección funcional y estructural de puentes de concreto reforzado tipo losa y losa sobre vigas. 6

2.1.1. Calificación de los elementos del puente. 7

2.1.2. Registro de dimensiones del puente. 7

2.1.3. Fotografías. 8

2.1.4. Formatos de Inspección 8

2.1.5. Organizar las herramientas y equipo de seguridad. 11

2.1.6. Toma de datos de la inspección. 12

2.1.6.1. Superestructura. 17

2.1.6.2. Subestructura. 22

2.1.7. Otros detalles. 31

2.1.8. Síntesis de daños en puentes. 32

2.1.9. Calificación de condición general del puente 52

2.2. Método AASHTO Standard. 55

2.2.1. Diseño de tablero. 55

2.2.2. Diseño de vigas por flexión. 56

2.2.2.1. Pre-dimensionamiento del estribo. 58

2.3. Norma AASHTO LRFD-2010 “BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS” del “Ing. Arturo Rodrigez Serquén” 61

2.3.1. Cargas (AASHTO LRFD, sección 3.4.1) 62

2.3.1.1. Carga Viva (AASHTO LRFD, sección 3.6) 63

2.3.1.1.1. Carga Vehicular (LL) (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2) 64

2.3.2. Combinaciones y factores de carga (Art. 3.4) 69

2.3.3. Superestructuras De Puentes 74

2.3.3.1. Diseño De Losas De Tablero 78

2.3.3.2. Método de los factores de distribución para momento y corte en vigas (art. 4.6.2.2.2) 79

2.3.3.3. Caso de Vigas Exteriores (Art. 4.6.2.2.2d y Art. 4.6.2.2.3b) 83

2.3.3.4. Momentos Flectores y Corte en Vigas de Tablero Transversales 84

2.3.3.5. Factores De Resistencia (Art. 5.5.4.2 AASHTO LRFD) 86

2.3.3.6. Recubrimientos 87

2.3.3.7. Estribos 88

2.3.3.7.1. Pre-Dimensionamiento De Estribos 89

2.3.3.7.2. Consideraciones Para La Estabilidad 96

CAPÍTULO III 101

3. METODOLOGÍA 101

3.1. Tipo de Estudio 101

3.2. Operación de Variables. 101

3.3. Procedimiento. 103

3.3.1. Evaluación funcional y estructural. 103

3.3.2. Condiciones de tráfico del sector. 103

3.3.3. Levantamiento topográfico. 104

CAPÍTULO IV 105

4. ESTUDIOS REALIZADOS 105

4.1. Caudales de diseño 105

4.1.1. Red hidrográfica. 105

4.1.2. Climatología. 105

4.1.3. Información disponible. 106

4.1.4. Características principales del clima. 106

4.1.5. Humedad. 106

4.1.6. Temperatura. 107

4.1.7. Precipitación. 107

4.1.8. Distribución temporal y espacial de las lluvias intensas. 107

4.1.9. Características físicas de las cuencas de drenaje. 113

4.1.9.1. Características físicas de la cuenca. 113

4.1.10. Cálculo del caudal máximo mediante intensidades 116

4.1.10.1. Transformación de lluvia en escorrentía 116

4.1.10.2. Cálculo del caudal máximo mediante intensidades 117

4.1.10.3. Lluvia de diseño obtenido de las curvas intensidad-duración –frecuencia . 118

4.1.10.4. Cálculo de intensidades de lluvia 119

4.1.10.5. Coeficiente de escorrentía (c) 119

4.1.10.6. Cálculo del caudal máximo 120

4.2. Ensayos no destructivos 121

4.2.1. Ensayo 1: Estribo Margen Izquierdo 122

4.2.2. Ensayo 2: Estribo Margen Derecho 122

4.2.3. Ensayo 3: Vigas 123
4.2.4. Ensayo 4: Diafragma 123
4.2.5. Ensayo 5: Tablero 124
4.3. Estudio de suelos 124
4.3.1. Características de resistencia del suelo. 125
4.3.1.1. Análisis granulométrico de suelo natural. 125
4.3.1.1.1. Ensayo de granulometría 126
4.3.1.2. Límites De Atterberg. 132
4.3.1.2.1. Determinación del límite plástico Lp 136
4.3.1.3. Peso específico suelo. 137
4.3.1.4. Densidad óptima 138
4.3.1.5. Ensayo de Penetración Estándar (ASTM D1586). 140
4.4. Estudio de tráfico y proyección 145
4.4.1. Inventario general de la red vial 145
4.4.2. Alcance Del Trabajo 146
4.4.3. Estudio de tráfico y proyecciones 146
4.4.4. Metodología Empleada 146
4.4.5. Estaciones De Conteo 147
4.4.5.1. Tráfico Actual 148
4.4.5.2. Tráfico Futuro 148
4.4.5.3. Tráfico Existente 148

4.4.5.4. Tabulación De Datos 149

4.4.5.5. Calculo del TPDA. 153

4.4.5.6. Cálculo del TPDA (producción) 154

4.4.5.7. Resultados tabla general 155

4.4.5.8. Determinación De La Clase De Vía 155

CAPITULO V 157

5. RESULTADOS 157

5.1. Estudio de evaluación funcional y estructural del puente sobre el rio "Badcahuan", cantón Penípe, provincia de Chimborazo. 157

5.1.1. Evaluación funcional del puente sobre el rio Badcahuan aplicando la "Guía de inspección funcional y estructural de puentes de concreto reforzado tipo losa y losa sobre vigas". 157

5.1.1.1. Introducción 157

5.1.1.2. Planificación previa a la inspección 158

5.1.1.2.1. Cronograma de acciones en campo con el tiempo de ejecución 158

5.1.1.2.2. Equipos y/o herramientas para la inspección y sus responsables 159

5.1.1.3. Descripción del puente 159

5.1.1.3.1. Relación de elementos 160

5.1.1.4. Descripción del estado de los elementos 161

5.1.1.5. Resultado de la aplicación del formato No. 01. 174

5.1.1.5.1. Resultado de la aplicación del formato No. 02. 177

5.1.1.5.2. Resultado de la aplicación del formato No. 03. 179

5.1.1.6. Condición global del puente 180

5.1.2. Análisis Estructural De Los Elementos Del Puente Sobre El "Rio Badcahuan". 181

5.1.2.1. Descripción de los elementos del puente 181

5.1.2.1.1. Superestructura 181

5.1.2.1.2. Infraestructura. 182

5.1.2.2. Calculo estructural del Puente sobre el Rio Badcahuan Norma AASHTO STANDARD 184

5.1.2.2.1. Tablero 184

5.1.2.2.2. Vigas exteriores e interiores 193

5.1.2.2.3. Diseño de diafragmas 205

5.1.2.2.4. Pre dimensionamiento de estribos 207

5.1.2.2.4.1. Estribo margen derecho: 207

5.1.2.2.5. Estribo margen izquierdo: 218

5.1.2.3. Resultados de la evaluación estructural del puente sobre el Rio Badcahuan 229

5.1.2.3.1. Estribos: 229

5.1.2.3.2. Vigas: 231

5.1.2.3.3. Losa: 232

5.1.2.4. Anexo Fotográfico (detector de metales) 233

CAPITULO VI 234

6. DISCUSIÓN 234

CAPITULO VII 236

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES 236

7.1. Conclusiones: 236

7.2. Recomendaciones: 237

CAPÍTULO VIII. 238

8. PROPUESTA. 238

8.1. Título de la Propuesta. 238

8.2. Introducción. 238

8.3. Objetivos. 238

8.3.1. Objetivo General. 238

8.3.2. Objetivo Específico. 238

8.4. Fundamentación Científico Teórica 239

8.4.1. Estudio hidrológico e hidráulico. (Ver ítem 4.1) 239

8.4.2. Estudio de suelos. (Ver ítem 4.3) 240

8.4.3. Estudio de tráfico. (Ver ítem 4.4) 241

8.4.4. Estudio topografía. 241

8.4.4.1. Equipos para levantamiento. 242

8.4.4.2. Procedimiento de trabajo 243

8.4.4.2.1. En campo. 243

8.4.4.2.2. En oficina. 244

8.4.4.3. Topografía del área de estudio 244

8.4.4.4. Descripción y Sustentación Fotográfica. 245

8.5. Criterios de diseño. 245

8.5.1. Ancho de la sección transversal. 245

8.5.2. Longitud del puente. 246

8.5.3. Sistemas de drenaje. 246

8.6. Diseño del nuevo puente sobre el río Badcahuan pasó a la parroquia El Altar con la norma AASTHO LRFD 246

8.6.1. Diseño tablero: 247

8.6.2. Diseño de viga principal interior 266

8.6.3. Diseño de viga principal exterior 284

8.6.4. Diseño de vigas diafragma 302

8.6.5. Diseño de apoyos de elastoméricos. 313

8.6.6. Diseño de estribos 322

8.7. Presupuesto 355

8.8. Descripción de la propuesta. 356

8.9. Diseño organizacional. 356

CAPITULO IX 357

9. Bibliografía 357

CAPITULO X 358

10. Anexos 358

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1 Formato de datos generales del puente.....9

Tabla 2 Formato de calificación de cada elemento del puente.....10

Tabla 3 Formato de fotografías 11

Tabla 4.- Calificación de la condición global del puente. 12

Tabla 5 Tipo de tramo. 16

Tabla 6 Condición de borde.....16

Tabla 7 Material de losas.....17

Tabla 8 Material de la carpeta de rodadura. 17

Tabla 9 Material de barandas.....18

Tabla 10 Material de aceras.....18

Tabla 11 Tipos de Juntas de expansión. 20

Tabla 12 Tipo de vigas. 21

Tabla 13 Tipo de Apoyos. 24

Tabla 14 Tipo de estribo.....27

Tabla 15 Material de aletas y estribos. 28

Tabla 16 Tipo de pila.....30

Tabla 17 Material de la pila.....31

Tabla 18 Forma de pila.....31

Tabla 19 Tipo de superficie de accesos. 31

Tabla 20 Grado de daño por ondulaciones. 33

Tabla 21 Grado de daño por surcos. 33

Tabla 22 Grado de daño por las fisuras. 34

Tabla 23 Grado de daño por baches. 34

Tabla 24 Grado de daño por sobrecapas de asfalto. 34

Tabla 25 Grado de daño por material ajeno a la vía. 35

Tabla 26 Grado de daño por deformación. 35

Tabla 27 Grado de daño por oxidación. 35

Tabla 28 Grado de daño por corrosión. 36

Tabla 29 Grado de daño por baranda faltante. 36

Tabla 30 Grado de daño por colisión. 36

Tabla 31 Grado de daño por fisuras. 37

Tabla 32 Grado de daño por acero de refuerzo expuesto. 37

Tabla 33 Grado de daño por descascaramiento en superficies de concreto. 38

Tabla 34 Grado de daño por nidos de piedra. 38

Tabla 35 Grado de daño por filtración de agua en las juntas de expansión. 39

Tabla 36 Grado de daño por faltante o deformación de juntas de expansión. 39

Tabla 37 Grado de daño por movimiento vertical de la junta de expansión. 39

Tabla 38 Grado de daño por juntas obstruidas. 40

Tabla 39 Grado de daño por obstrucción de drenajes. 40

Tabla 40 Grado de daño por longitud o sección insuficiente. 41

Tabla 41 Grado de daño por ausencia de drenajes 41

Tabla 42 Grado de daño por mala ubicación de drenajes 41

Tabla 43 Grado de daño por bombeo de la vía 42

Tabla 44 Grado de daño por fisuras en una dirección 42

Tabla 45 Grado de daño por fisuras en dos direcciones 43

Tabla 46 Grado de daño por eflorescencia 44

Tabla 47 Grado de daño por rotura del perno de anclaje 46

Tabla 48 Grado de daño por deformación del apoyo 46

Tabla 49 Grado de daño por inclinación del apoyo 46

Tabla 50 Grado de daño por inclinación del apoyo 47

Tabla 51 Grado de daño por protección del talud 48

Tabla 52 Grado de daño por inclinación del estribo 49

Tabla 53 Grado de daño por socavación en la fundación 49

Tabla 54 Grado de daño por socavación en la fundación de la pila 51

Tabla 55.- Calificación de la condición general del puente tipo losa 52

Tabla 56.- Calificación de la condición general del puente tipo losa 53

Tabla 57.- Calificación de la condición general del puente tipo losa sobre vigas 54

Tabla 58 Longitud de apoyo mínimo (N) 57

Tabla 59 Densidades 62

Tabla 60 Fuerzas de diseño para barandas 64

Tabla 61 Momentos y reacción máximos por carga HL-93(con IM=0.33) 66

Tabla 62 Factor de presencia múltiple 68

Tabla 63 Carga dinámica admisible (AASHTO LRFD, Tabla 3.6.2.1-1).....68

Tabla 64 Combinación de cargas y factores de cargas.....72

Tabla 65 Factores de cargas permanentes 73

Tabla 66 Luces de puentes de hormigón armado 74

Tabla 67 Profundidades mínimas para superestructuras de profundidad constante.....75

Tabla 68 Fajas equivalentes.....77

Tabla 69 Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho N-mm/mm 78

Tabla 70 Distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas interiores 80

Tabla 71 Distribución de sobrecargas por carril para momentos en vigas longitudinales exteriores 81

Tabla 72 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores 82

Tabla 73 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores 83

Tabla 74 Distribución de la sobrecargas por carril para vigas transversales para momentos y corte 84

Tabla 75 factores de carga.....86

Tabla 76 Recubrimiento para las armaduras principales (mm).....87

Tabla 77 Angulo de fricción entre diferentes materiales (U.S Departament of the Navy 1982s) 94

Tabla 78 factores de resistencia en cimientos superficiales, Estado Limite de resistencia 100

Tabla 79 Valores de Humedad 106

Tabla 80 Valores de temperatura.....107

Tabla 81 Valores de precipitación.....107

Tabla 82 Tamaño relativo de los sistemas hidrológicos 113

Tabla 83 Formas de la cuenca de acuerdo al índice de compacidad 114

Tabla 84 Pendiente promedio de las cuencas 115

Tabla 85 Datos de la cuenca hidrográfica 117

Tabla 86 Calculo de tiempo de concentración 117

Tabla 87 Intensidad máxima de precipitación 118

Tabla 88 Cálculo de Intensidad de Lluvia 119

Tabla 89 Calculo del caudal máximo (método Racional) 120

Tabla 90 Calculo de caudal máximo (Burkli-Ziegler) 121

Tabla 91 Ensayo no destructivo “Estribo izquierdo” 122

Tabla 92 Ensayo no destructivo “Estribo izquierdo” 122

Tabla 93 Ensayo no destructivo “Vigas” 123

Tabla 94 Ensayo no destructivo “Diafragmas” 123

Tabla 95 Ensayo no destructivo “Tablero” 124

Tabla 96 Tamaño de tamices 126

Tabla 97 Tamaño de las partículas de los suelos 126

Tabla 98 Ensayo granulométrico muestra 1 127

Tabla 99 Ensayo granulométrico muestra 2 128

Tabla 100 Ensayo granulométrico muestra 3 129

Tabla 101 Ensayo granulométrico muestra 4 130

Tabla 102 Ensayo granulométrico muestra 1 131

Tabla 103 Determinación del límite líquido margen izquierdo muestra 1 134

Tabla 104 Determinación del límite líquido margen derecha muestra 1 134

Tabla 105 Determinación del límite líquido margen derecha muestra 2 134

Tabla 106 Determinación del límite líquido margen derecha muestra 3 135

Tabla 107 Determinación del límite líquido margen derecha muestra 4 135

Tabla 108 Resumen del contenido de humedad 135

Tabla 109 Capacidad de absorción de margen derecho 138

Tabla 110 Capacidad de absorción de margen izquierdo 138

Tabla 111 Densidad del margen derecho 139

Tabla 112 Densidad del margen izquierdo 139

Tabla 113 Tipo de carreteras de la provincia de Chimborazo 145

Tabla 114 Tasa de crecimiento vehicular 148

Tabla 115 Cálculo del TPDA fututo Total 155

Tabla 116 Clases de carreteras 155

Tabla 117 Cronograma de acciones en campo 158

Tabla 118 Equipo/ herramientas para la inspección 159

Tabla 119 Evaluación funcional "Carpeta de rodadura" 161

Tabla 120 Evaluación funcional "sistemas de drenaje" 162

Tabla 121 Evaluación funcional "Barandas" 163

Tabla 122 Evaluación funcional "Aceras" 164

Tabla 123 Evaluación funcional "Señalización" 165

Tabla 124 Evaluación funcional "Acceso derecho e izquierdo" 166

Tabla 125 Evaluación funcional "Losa" 167

Tabla 126 Evaluación funcional "Vigas" 168

Tabla 127 Evaluación funcional "Diafragma" 169

Tabla 128 Evaluación funcional "Estribo derecho" 170

Tabla 129 Evaluación funcional "Estribo izquierdo" 171

Tabla 130 Evaluación funcional "Viga cabezal izquierdo" 172

Tabla 131 Evaluación funcional "Viga cabezal derecho" 173

Tabla 132 Resultados de la evaluación estructural estribo margen derecho 229

Tabla 133 Resultados de la evaluación estructural estribo margen derecho 230

Tabla 134 Resultados evaluación estructural vigas. 231

Tabla 135 Resultados evaluación estructural losa. 232

Tabla 136 Cálculo de caudal máximo (Burkli-Ziegler) 239

Tabla 137 Densidad del margen izquierdo y derecho 240

Tabla 138 Sustentación fotográfica de la topografía 245

Tabla 139 Resumen de momentos negativos por cargas en "B" 253

Tabla 140 Resumen de momentos positivos por cargas 255

Tabla 141 Resumen de momentos positivos por cargas "vigas" 269

Tabla 142.- Pre dimensionamiento de apoyo elastomérico. 313

Tabla 143.- Cálculo de Pg, peso propio 314

Tabla 144.- Cálculo de Pq, sobrecargas 314

Tabla 145.-Módulo de deformación transversal del neopreno 317

Tabla 146.-Factor “X” que depende de la temperatura mínima en el sector- 321

Tabla 147 Dimensiones del apoyo 322

Tabla 148 Peso propio de la estructura del estribo 326

Tabla 149 peso propio del terreno 326

Tabla 150 Resumen de cargas verticales 327

Tabla 151 Resumen de cargas horizontales 330

Tabla 152 Estribo con puente (cargas verticales) 331

Tabla 153 Momentos estabilizador (cargas verticales MVu) 331

Tabla 154 Cargas horizontales Hu 332

Tabla 155 Momentos de vuelco por cargas horizontales 332

Tabla 156 Chequeo a vuelco del estribo con puente 333

Tabla 157 Chequeo de desplazamiento en base del estribo con puente 333

Tabla 158 Chequeo de presiones actuantes en base del estribo con puente 334

Tabla 159 Estribo si puente (cargas verticales Vu) 334

Tabla 160 Momento estabilizador (cargas verticales MVu) 334

Tabla 161 Cargas horizontales Hu 335

Tabla 162 Momentos de vuelco por cargas horizontales MHu 335

Tabla 163 Chequeo a vuelco del estribo sin puente 336

Tabla 164 Chequeo de desplazamiento del estribo sin puente 336

Tabla 165 Presiones actuantes en la base del estribo sin puente 336

Tabla 166 Cargas aplicadas sobre la pantalla del estribo 338

ÍNDICE DE GRÁFICOS

Ilustración 1 Ubicación del puente 1

Ilustración 2. Partes constitutivas del puente.....7

Ilustración 3.- Esquema de fotografías generales a tomar superestructura. 8

Ilustración 4.- Esquema de fotografías generales a tomar subestructura. 8

Ilustración 5 Puente tipo losa sobre vigas. 13

Ilustración 6 Tipos de estructuras de puentes. 13

Ilustración 7 Tramo simple. 14

Ilustración 8 Tramos múltiples. 15

Ilustración 9 Tramo compensado. 15

Ilustración 10 Tramo continuo. 15

Ilustración 11 Simplemente apoyado. 16

Ilustración 12 Continuo. 16

Ilustración 13 Gerber (Tableros independientes). 16

Ilustración 14 Espesor de losa. 17

Ilustración 15 Elementos típicos de una junta de expansión. 18

Ilustración 16 Juntas abiertas- con perfiles verticales. 19

Ilustración 17 Junta rellena. 19

Ilustración 18 Junta de sello comprimido. 19

Ilustración 19 Junta de placa de acero deslizante. 20

Ilustración 20 Juntas de placa dentada. 20

Ilustración 21 Apoyo de expansión tipo balancín. 22

Ilustración 22 Apoyo expansivo tipo patín. 23

Ilustración 23 Apoyo expansivo tipo rodillo. 23

Ilustración 24 Apoyo fijo 23

Ilustración 25 Apoyo fijo de acero. 23

Ilustración 26 Apoyo rígido (concreto). 24

Ilustración 27 Partes del estribo 25

Ilustración 28 Estribo tipo gravedad. 25

Ilustración 29 Estribo tipo voladizo 26

Ilustración 30 Estribo tipo marco rígido. 26

Ilustración 31 Estribo tipo muro con contrafuerte. 26

Ilustración 32 Estribo tipo tierra armada. 27

Ilustración 33 Estribo tipo cabezal sobre pilotes. 27

Ilustración 34 Partes de una pila. 28

Ilustración 35 Pila tipo muro. 29

Ilustración 36 Pila tipo marco. 29

Ilustración 37 Pila tipo columna sencilla. 30

Ilustración 38 Pila tipo columna múltiple 30

Ilustración 39 Detalles pila tipo columna múltiple. 30

Ilustración 40 Relleno de aproximación 48

Ilustración 41 Longitud de apoyo mínimo (N) para puente de un vano 58

Ilustración 42 Sección transversal del camión de la norma AASHTO LRFD 65

Ilustración 43 Sección longitudinal del camión de la norma AASHTO LRFD 65

Ilustración 44 Tren de cargas 66

Ilustración 45 Carga de tándem 67

Ilustración 46 carga de faja 67

Ilustración 47 Tipos de estribos 89

Ilustración 48 Detalles de estribo tipo muro a gravedad 89

Ilustración 49 Detalles de estribo en voladizo (concreto armado) 90

Ilustración 50 Detalles de estribo con pantalla y contrafuerte (concreto armado) 91

Ilustración 51 coeficiente de empuje lateral 93

Ilustración 52 Procedimiento de cálculo de empuje pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (U.S. departament of the Navy 1982) 95

Ilustración 53 Cargas típicas en estribo 96

Ilustración 54 Formas del terreno 99

Ilustración 55 Delimitación de la cuenca 105

Ilustración 56 Intensidades máximas Zona 33 118

Ilustración 57 Coeficiente de escorrentía. 120

Ilustración 58 Ensayo de análisis granulométrico 125

Ilustración 59 Grafica granulométrica muestra 1 128

Ilustración 60 Grafica granulométrica muestra 2 129

Ilustración 61 Grafica granulométrica muestra 3 130

Ilustración 62 Grafica granulométrica muestra 4 131

Ilustración 63 Grafica granulométrica muestra 1 132

Ilustración 64 Límites de Atterberg 132

Ilustración 65 Peso específico del suelo 137

Ilustración 66 Elementos del equipo del SPT 140

Ilustración 67 Ensayo del SPT 140

Ilustración 68 Tipo de vehículo 147

Ilustración 69 Esquema del puente construido 159

Ilustración 70 Partes del puente construido 160

Ilustración 71 Partes constitutivas del puente existente 181

Ilustración 72 Estribo margen derecho puente existente 182

Ilustración 73 Estribo margen izquierdo del puente existente 183

Ilustración 74 Condición 2 volados 190

Ilustración 75 Detalle de la viga exterior 193

Ilustración 76 Detalle de diafragma 195

Ilustración 77 Diagrama de carga muerta 195

Ilustración 78 Esquema para el cálculo de viga exterior 202

Ilustración 79 Esquema para el cálculo del cortante en vigas. 203

Ilustración 80 Diagrama de cortante último. 203

Ilustración 81 Dimensiones del diafragma. 205

Ilustración 82 Dimensiones del estribo derecho.....207

Ilustración 83 Tipo de estribo y determinación de áreas, estribo derecho 208

Ilustración 84 Dimensiones del estribo izquierdo 218

Ilustración 85 Tipo de estribo y determinación de áreas, estribo derecho 219

Ilustración 86 Cálculo del caudal en HEC-RAS 4.1.0 240

Ilustración 87 Estación total 242

Ilustración 88.- Personal realizando el levantamiento topográfico. 242

Ilustración 89.- Gps Gamín, 60CX. 243

Ilustración 90.- Topografía del área en estudio. 244

Ilustración 91.- Topografía del área en estudio. 246

Ilustración 92 Diagrama de momentos en losa por peso propio "SAP-2000".....250

Ilustración 93 Diagrama de momentos en losa por cargas de barreras "SAP-2000" 251

Ilustración 94 Diagrama de momentos en losa por cargas de aceras "SAP-2000" 251

Ilustración 95 Diagrama de momentos en losa por carga de asfalto "SAP-2000" 252

Ilustración 96 Sección de armado de losa sobre vigas 260

Ilustración 97 Sección típica de viga exterior 266

Ilustración 98 Sección de armado de la viga interior a flexión 272

Ilustración 99 Armado final de la viga interior “temperatura”.....272

Ilustración 100 Reacción de carga diseño del camión.....275

Ilustración 101 Sección critica de corte de la viga interior 278

Ilustración 102 Reacción de carga muerta viga interior.....279

Ilustración 103 Reacción de carga de superficie de rodadura de viga interior.....279

Ilustración 104 Reacción de carga de camión de diseño de viga interior.....280

Ilustración 105 Reacción de carga de tándem de viga interior.....280

Ilustración 106 Reacción de carga de carril de viga interior.....280

Ilustración 107 Armado final de la viga Interior a corte.....283

Ilustración 108 Sección de viga exterior.....284

Ilustración 109 Viga interior con cargas.....285

Ilustración 110 Carril cargado.....286

Ilustración 111 Un carril cargado.....287

Ilustración 112 Dos carriles cargados.....288

Ilustración 113 Armado de la viga interior a flexión.....291

Ilustración 114 Armado de la viga interior “temperatura”.....291

Ilustración 115 Reacción de carga de camión.....294

Ilustración 116 Sección critica a corte de viga exterior.....297

Ilustración 117 Reacción de carga muerta viga exterior.....298

Ilustración 118 Reacción de carga de superficie de rodadura de viga exterior.....298

Ilustración 119 Reacción de carga de camión de diseño de viga exterior.....299

Ilustración 120 Reacción de carga de tándem de viga exterior.....299

Ilustración 121 Reacción de carga de carril de viga exterior.....299

Ilustración 122 Armado final de la viga exterior a corte.....302

Ilustración 123 Sección de típica de diafragma.....302

Ilustración 124 Sección de cargas en diafragmas 303

Ilustración 125 Diagrama de momentos en diafragma por peso propio 304

Ilustración 126 Armado del diafragma acero negativo 306

Ilustración 127 Armado de diafragma acero positivo 307

Ilustración 128 Armado de diafragma acero de temperatura 308

Ilustración 129 Sección critica a corte de diafragma 308

Ilustración 130 Diagrama de corte e diafragma por peso propio 309

Ilustración 131 Diagrama de cortante de carga viva 310

Ilustración 132 Armado final de la viga diafragma a corte 312

Ilustración 133.- Máximo Corrimiento apoyo elastomérico. 316

Ilustración 134.- Deformación del espesor del neopreno. 319

Ilustración 135.- Diagramas de deformación del espesor del neopreno. 320

Ilustración 136 diseño de apoyo 322

Ilustración 137 Sección típica del estribo 324

Ilustración 138 Sección típica del estribo con las cargas aplicadas 326

Ilustración 139 Muro tipo pantalla 330

Ilustración 140 Sección típica de la pantalla para el cálculo de acero de refuerzo 338

Ilustración 141 Sección del estribo para el cálculo de acero de refuerzo en la zapata superior 346

Ilustración 142 Sección del estribo para el cálculo de acero de refuerzo en la zapata inferior 351

Ilustración 143 Armado final del estribo 354

RESUMEN:

El transporte terrestre del Ecuador es la forma más accesible para la movilidad de las personas, requerida en las varias actividades económicas. La provincia de Chimborazo no es la excepción, está cuenta con numerosos puentes, entre estos el puente sobre el Rio Badcahuan en la parroquia El Altar del cantón Penípe, dicho puente es de vital importancia para el transporte de producción agrícola hacia los mercados de la ciudad de Riobamba y Penípe; además en los fines de semana hay una gran afluencia de vehículos por la presencia de varias zonas turísticas, y haciendas que reciben a los visitantes.

Debido a que el puente presenta fallas en sus elementos y demás. Dicho proyecto luego de realizar la evaluación funcional y estructural, para así analizar alternativas de diseño de un nuevo puente vehicular sobre el Rio Badcahuan. Así brindaremos seguridad a los usuarios que transitan en este sector, mejorando la movilidad de los vehículos y el desarrollo económico y social de las comunidades: La Dolorosa Pachanillay, Palictahua, Pungal, etc.

Para nuestro puente en diseño, primeramente se realizara una evaluación funcional aplicando guías de evaluación funcional existentes, de igual manera para le evaluación estructural se utilizara la norma AASHTO ESTÁNDAR y se verificara el estado actual en el que se encuentra nuestro puente, y dependiendo de los resultados obtenidos de estas evaluaciones se realizara un nuevo diseño en base a las normas y especificaciones para puentes de carreteras AASHTO LRFD, implementando elementos necesarios para la seguridad vehicular y peatonal.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
FACULTAD DE INGENIERÍA
CENTRO DE IDIOMAS

Lic. Byron Soria **05 de mayo 2016**

SUMMARY

Land transportation of Ecuador is the most accessible way for the transportation of people, used in various economic activities. The province of Chimborazo is no exception. This province there are many bridges. Like the bridge over the Rio Badcahuan in the parish The Altar penipe canton. The bridge is the main way transport Farm products to markets in the city of Riobamba and Penipe.

On weekends, the traffic is big problem, because there are some touristic areas, because the bridge shows problems in its components. It should be performed and structural evaluation functional, in order to analyze design alternatives for a new vehicular bridge over the Rio Badcahuan. In addition, we will provide security to users transiting in this sector, improving the access of vehicles and the economic and social development of communities: La Dolorosa Pachanillay, Palictahua, Pungal, etc.

For our bridge design, a functional assessment performed using existing functional assessment guide; likewise, for structural evaluation STANDARD AASHTO standard will be use. Moreover, the current state that is our bridge will verify. In addition, depending on the results of these evaluations will make a new design based on the standards and specifications for highway bridges AASHTO LRFD. Implementing elements necessary for vehicular and pedestrian safety.

CENTRO DE IDIOMAS
FACULTAD DE INGENIERIA
UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
RIOBAMBA-ECUADOR
COORDINACION

INTRODUCCIÓN:

Los puentes son estructuras que los seres humanos han ido construyendo a lo largo de los tiempos destinada a salvar obstáculos naturales como: ríos, valles, lagos o brazos de mar; y obstáculos artificiales como: vías férreas o carreteras, con el fin de poder transportar así sus mercancías y permitir la circulación de las personas.

Los estudios realizados en campo del puente determinaran las características geométricas y dimensiones de los elementos de la superestructura como: losa, vigas, diafragmas, veredas, barandas, carpeta de rodadura, juntas, apoyos y de los elementos de la subestructura como: los estribos y pilas.

Para realizar la evaluación funcional se inicia describiendo la "Guía de Inspección de Puentes Tipo Losa y Losa sobre Vigas planteada en la tesis de Ortiz Valencia y Sánchez Buenaño" (Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Chimborazo). Riobamba, Ecuador, en la cual se indica parámetros que se deben considerar para la inspección, materiales herramientas a utilizar y también presenta los formatos que se manejan en esta guía y la manera en que cada elemento es evaluado. Además para la evaluación estructural se guiara mediante los parámetros de las Normas y Especificaciones para el Diseño de Puentes **AASHTO STÁNDAR.**

Además se contemplará estudios básicos de ingeniería como: estudios de suelos, hidrológicos, topográficos, ensayo de esclerómetro, diseño y cálculo estructural del puente nuevo sobre el río Badcahuan paso a la parroquia El Altar, el presupuesto, análisis de precios y planos.

Con la presente investigación se busca solventar la problemática que se presenta, analizar y evaluar la estructura del puente existente y así ofrecer una nueva propuesta utilizando la **NORMA ASSHTO LRFD**, para ofrecer seguridad y confort a las necesidades de la población.

CAPITULO I

1. EL PROBLEMA

1.1. Tema del trabajo de grado.

Evaluación funcional y estructural, para el diseño del puente vehicular sobre el rio BADCAHUÁN perteneciente al cantón Penípe – Parroquia el Altar – Comunidad "La Dolorosa", Riobamba – Ecuador 2015.

1.2. Ubicación geográfica del proyecto.

El proyecto a realizarse está ubicado en la provincia de Chimborazo, cantón Penípe, parroquia el Altar en la comunidad "LA DOLOROSA", este puente es de vital importancia en este sector y une las comunidades de: La Dolorosa, El Altar, Pachanillay, Palictahua, Capil, Pungal, y Espinal. El puente sobre el Río Badcahuan, se encuentra ubicado en las coordenadas:

Longitud (este) (grado, min):	9828854
Latitud (norte) (grado, min):	777458
Altitud (cota) (msnm):	2598 m

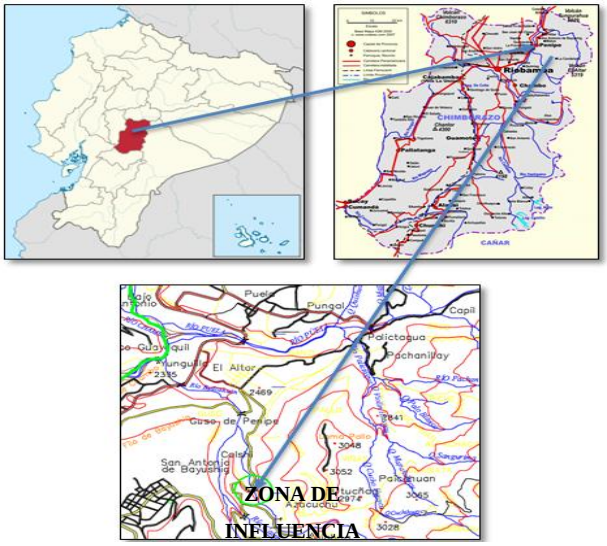


Ilustración 1 Ubicación del puente

Elaborado por: Luis Maigua-Milton Guano

1.3. Problematización.

El puente en estudio es de vital importancia para el transporte de producción agrícola y ganadera del sector hacia los mercados de Penípe y mayormente a la ciudad de Riobamba; además en los fines de semana hay una gran afluencia de vehículos por la presencia de un complejo turístico existente en la parroquia.

Las estructuras del puente carecen de mantenimiento, sumado a la contaminación, basura, malezas y las características propias de la estructura de dicha vía, han conducido al deterioro de sus condiciones.

Las condiciones actuales del puente existente son las siguientes: está conformado de dos carriles con un ancho total de 8.40 m y de luz de aproximadamente de 7.20m, consta de un elemento monolítico entre las vigas y el tablero los mismos que están construidos de hormigón armado y se encuentran deterioradas y fisuradas, existen dos estribos de hormigón ciclópeo: el estribo del margen derecho como del margen izquierdo se encuentra con fisuras longitudinales y transversales en su totalidad y debido a la falta de un sistema de drenaje apropiado para encausar las aguas lluvias y estas no descarguen directamente en los elementos de la subestructura además el estribo se encuentra con socavación considerable; no existen aceras para permitir el tránsito seguro de peatones y la falta de iluminación y señalización en el lugar puede ocasionar accidentes.

Los problemas descritos se debe a que fueron construidos hace más de 50 años con materiales distintos a los actuales, y condiciones de carga menores a las exigencias de hoy, es por ello que dichas estructuras presentan daños y puede llegar al punto de colapso.

Ecuador utiliza la norma de construcción para puentes; Especificaciones Estándar de la Asociación Americana de Oficiales de Carreteras y Transporte (AASHTO-Standard Specifications for Highway Bridges. En ellas se establecen dos métodos de diseño, el método de los esfuerzos admisibles (ASD - Allowable Stress Design) y el método por factores de carga o última resistencia (LFD - Load Factor Design).

Para que una estructura pueda brindar parámetros como seguridad, confort, accesibilidad y serviciabilidad se deben realizar evaluaciones periódicas tanto en la subestructura como en la superestructura de modo que se conserve la estructura por todo el periodo de vida útil.

1.4. Análisis crítico.

La causa del problema es que existen muchos puentes que están desde el más seguro hasta el que está en funcionamiento casi obsoleto y la mayoría de puentes están muy dañados presentando fallas tanto en concreto como en acero, algunos necesitan ser reparados y otros sustituidos.

La construcción de este puente sin un previo diseño ha dado como resultado el deterioro de sus elementos que lo conforman, sobre todo en uno de sus elementos más crítico es el estribo en el margen derecho, el cual presenta una falla estructural considerable.

Podemos determinar un plan de mantenimiento de acuerdo al análisis funcional y estructural del puente, establecer correcciones y en caso de ser necesario realizar un nuevo diseño de toda la estructura.

El diseño del puente debe contemplar estudios de campo como: topografía, estudio hidrológico, estudio de suelos, estudio de tráfico, los cuales brindaran seguridad a los usuarios que circulan por este sector, mejorará la movilidad de los vehículos, y optimizará el desarrollo económico y social de las comunidades.

Luego de haber elaborado todos los estudios antes mencionados, se procederá a realizar una evaluación económica para obtener el costo de la obra y posteriormente la programación de la obra.

1.5. Prognosis.

Se determinara el ancho del tablero en base al estudio de tráfico, y acorde al ancho de la vía existente, para obtener así una movilidad rápida y fluida en los usuarios del puente. Las solicitaciones de cargas que soportara el puente serán de vehículos actuales y futuros que circulen por la vía; también se ubicaran la señalización correspondiente la cual brindara seguridad a peatones y conductores. Los nuevos estribos que se construyan generarán cambios en la sección del cauce, lo cual deberá ser analizado para proponer las obras de protección aguas arriba y aguas abajo en caso de que sean necesarias.

1.6. Delimitación.

El puente de estudio se encuentra ubicado en las coordenadas: Longitud (grado, min): 9830290, Latitud (grado, min): 777247 y Altitud (msnm): 2451 m, en la provincia de Chimborazo, cantón Penípe; parroquia El Altar, comunidad "La Dolorosa", la misma que conecta a las comunidades de: Pachanillay, Palictahua, Capil, Pungal, y Espinal".

1.7. Formulación del problema.

¿Cómo el análisis funcional y estructural del Puente sobre el Rio Badcahuan perteneciente al cantón Penípe – parroquia El Altar – comunidad "La Dolorosa" permite una adecuada toma de decisiones para el diseño o el reforzamiento de los elementos de la estructura en estudio?

1.8. Objetivos.

1.8.1. Objetivo general.

- Realizar la evaluación estructural y funcional del Puente sobre el Rio Badcahuan, perteneciente al cantón Penípe – Parroquia el Altar – Comunidad "La Dolorosa", aplicando la guía de inspección de puente adecuada.

1.8.2. Objetivos específicos.

- Investigar las Guías de "Inspección de Puentes del Perú", la Guía de "Inspección Funcional y Estructural de Puentes de Concreto Reforzado tipo Losa y Losa sobre Vigas" y la guía "El Sistema de Administración de Estructuras de Puentes (SAEP)", y seleccionar la más completa para realizar la evaluación funcional del puente.
- Realizar la evaluación funcional de puente con la guía seleccionada.
- Obtener la calificación de condición global del puente, de cada una de elementos evaluados con la guía utilizada.
- Realizar la evaluación estructural y verificar en qué condiciones se encuentra el Puente sobre el río Badcahuan, utilizando la "Normas y especificaciones para el diseño de puentes de carretera ASSHTO STANDAR."
- Realizar una descripción y calcular los elementos que conforman el puente sobre el río Badcahuan obteniendo los resultados deseados

- En función de los resultados obtenidos de la evaluación funcional y estructural, proporcionar recomendaciones para mantenimiento o reconstrucción del puente.
- Realizar el levantamiento topográfico y los estudios pertinentes (suelos, hidrológico, tráfico y ensayos no destructivos) del sector en estudio.
- Establecer una propuesta de diseño utilizando la norma ASSHTO LRFD
- Realizar el análisis de precios unitarios y presupuesto de la obra.

CAPÍTULO II

2. FUNDAMENTO TEÓRICO

ANTECEDENTES

Para el análisis funcional del puente sobre el rio Badcahuan se va a investigar varias guías de inspección como: la guía de "Inspección de puentes del Perú", la Guía de "Inspección Funcional y Estructural de Puentes de Concreto Reforzado Tipo Losa y Losa Sobre Vigas" Tesis de pregrado, Universidad Nacional de Chimborazo. Riobamba, Ecuador. y la guía "El Sistema de Administración de Estructuras de Puentes (SAEP)", optando la guía más adecuado para realizar la respectiva evaluación.

Luego de realizar una investigación y dar lectura a cada una de las guías, se describe el contenido de la guía con la cual se va a evaluar cada uno de los elementos del puente minuciosamente a diferencia de los demás guías de inspección que realiza una evaluación muy básica.

2.1. Guía de inspección funcional y estructural de puentes de concreto reforzado tipo losa y losa sobre vigas.

Esta guía de inspección son únicamente aplicados en puentes de concreto reforzado tipo losa y losa sobre vigas en el cual según los autores comentan que: "Una guía para inspección de puentes nos sirve para constatar el estado de los componentes de los mismos, se detectarán las deficiencias presentes en cada elemento y se tomarán decisiones orientadas a mantener la continuidad de la transitabilidad de la infraestructura vial en forma eficiente y segura" (Ortiz Valencia & Sánchez Buenaño, 2014).

Mientras que la inspección de puentes es definida como: "Conjunto de actividades ya sea de oficina y de campo como la recopilación de la información histórica del puente, memoria de cálculo, planos post construcción, expedientes técnicos del proyecto, revisar las inspecciones previas en el caso que existieran, se necesitará recopilar en campo la información de cada elemento del puente con sus deficiencias. Con la información recopilada y detallada se podrá determinar que elemento ya sea de la superestructura como de la subestructura necesita un mantenimiento inmediato o a largo plazo" (Ortiz Valencia & Sánchez Buenaño, 2014)

Para cada elemento constitutivo del puente ya sea primario o secundario se crearon tablas del grado de daño de cada elemento cuya calificación va de 1 a 5, al final se sumará la calificación general de cada elemento y con esta sumatoria nos dirigimos a la tabla de calificación de la condición general del puente tipo losa y calificación de la condición general del puente tipo losa sobre vigas; éstas tablas nos indican la condición actual en la que se encuentra el puente.

2.1.1. Calificación de los elementos del puente.

Cada elemento se calificará según el grado de daño que presente en una escala progresiva; es decir 1 significa que no existen daños y el número 5 significa que hay gran deterioro en el elemento. Para calificar el grado de daño del elemento se utilizan tablas de grado de daño.

Luego de calificar cada una de las fallas presentes en el elemento se realizará la sumatoria de los elementos ya sean primarios y secundarios y con esta sumatoria nos dirigimos a las tablas de calificación de la condición general del puente tipo losa y calificación de la condición general del puente tipo losa sobre vigas y se conocerá la condición en la que se encuentra el puente, el rango de calificación de las tablas será de 1 a 10.

2.1.2. Registro de dimensiones del puente.

Se proporciona un gráfico donde podemos ingresar las dimensiones del puente necesarios.

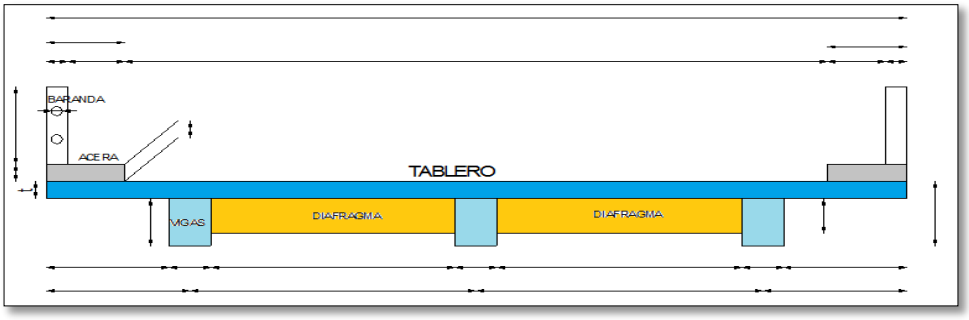


Ilustración 2. Partes constitutivas del puente

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 28.

2.1.3. Fotografías.

Las fotografías tomadas en la inspección se almacenan dentro del formato fotografías y se emplearán de acuerdo al caso. En las ilustraciones 1 y 2 se muestran esquemas de las partes que no se debe olvidar fotografiar al realizar la inspección, entre estas tenemos: rótulo con el nombre del puente, vista de la vía a lo largo de la línea de centro, perspectiva de todo el puente, vista lateral, vista inferior, vista del cauce del río, fallas presentes en cada uno de elementos constitutivos del puente y señalización.

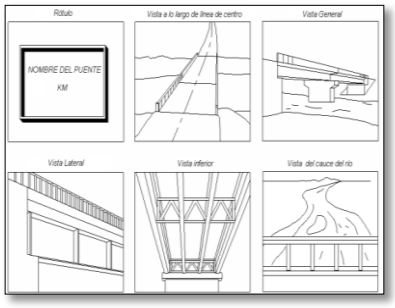


Ilustración 3.- Esquema de fotografías generales a tomar superestructura.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica. Cap. III. p.28

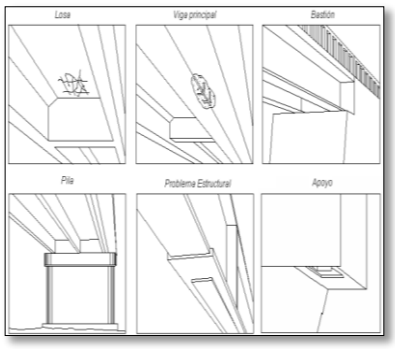


Ilustración 4.- Esquema de fotografías generales a tomar subestructura.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica. Cap. III. p.28

2.1.4. Formatos de Inspección

Los datos y la información requerida para los formatos se describen a continuación en los formatos 01, 02 y 03, que servirán para la toma de datos en la inspección, grado de daño de la inspección de puentes e inspección de puentes-fotografías.

El método proporciona tres tipos de formatos:

Formato No. 01: En este formato se recolectan datos de información general del puente.

Tabla 1 Formato de datos generales del puente

1)	***IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN***	
	Nombre Puente:	
	Tipo Puente:	**Ruta:**
	Sobre(*):	**Provincia:**
	Altitud (m.s.n.m):	**Ciudad:**
	Latitud (grad. min):	
	Longitud (grad. min):	
2)	***DATOS GENERALES***	
	Longitud Total (m):	**Altura Libre Inferior (m):**
	Ancho Calzada agua arriba (m):	**Número Proyecto:**
	Ancho Vereda (m):	**Año Construcción:**
		Ultima Inspección (dd/mm/aa):
3)	***TRAMOS***	
	Número Tramos:	**Longitud Total (m):**
	Tramos:	**Longitud Segundo Tramo (m):**
	Luz Principal (m):	**Longitud Tercer Tramo (m):**
4)	***TABLERO DE RODADURA***	
	LOSA	**VIGAS**
	Material:	**Tipo: TIPO**
	Espesor (m):	**No. Vigas:**
	Superficie de Desgaste:	**Material:**
		Forma:
		Peralte (m):
		Separación entre Ejes:
5)	***SUBESTRUCTURA***	
	ESTRIBO IZQUIERDO	**ESTRIBO DERECHO**
	Elevación/Tipo:	**Elevación/Tipo:**
	Elevación/Material:	**Elevación/Material:**
	Cimentación/Tipo: -----	**Cimentación/Tipo:** -----
	Cimentación/Material:	**Cimentación/Material:**
6)	***DETALLES***	
	BARANDAS	**VEREDAS**
	Tipo:-------	**Ancho Vereda (m):**
	Material:	**Material:**
	APOYO 1	**APOYO 2**
	Tipo:-------	**Tipo:** ---------
	Material: -----	**Material:** -----
	Ubicación: --------	**Ubicación:**----------
	Número: -----	**Número:**----
	JUNTAS DE EXPANSIÓN	**DRENAJE DE CALZADA**
	Tipo:-------	**Tipo:**----------
	Material: -----	**Material:**----------
7)	***ACCESOS***	
	ACCESO IZQUIERDO	**ACCESO DERECHO**
	Longitud Transición (m):	**Longitud Transición (m):**
	Ancho de Calzada (m):	**Ancho de Calzada (m):**
	Ancho Total Bermas (m): ------	**Ancho Total Bermas (m):** ------
	Visibilidad: buena	**Visibilidad:** buena
8)	***SEGURIDAD VIAL***	
	ACCESO IZQUIERDO	**ACCESO DERECHO**
	Señal Informativa:	**Señal Informativa:**
	Señal Preventiva:	**Señal Preventiva:**
	Señal Reglamentaria:	**Señal Reglamentaria:**
	Señal Horizontal:	**Señal Horizontal:**
9)	***SOBRECARGA***	
	Señalizacion de carga:	
10)	***CONDICIÓN DEL SECTOR DE LA CARRETERA***	
	Condición de la Carretera: III orden, buen estado, trabajos de estabilización de taludes.	
11)	***NIVELES DE AGUA***	
	Aguas Máximas (m): -------	**Periodo Aguas Máximas:** -------
	Aguas Mínimas (m): --------	**Periodo Estiaje:**----------
	Galibo Determinado (m):	**Fecha (dd/mm/aa):** ----------
12)	***CAPACIDAD HIDRAÚLICA DEL PUENTE***	
	Caudal (m3/seg):	**Socavacion del cause: SI**
	Altura Aceptable: --------	**Profundidad de Socavación:**

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado

- Formato No. 02: Aquí se califica las condiciones de grado de deterioro que presenta cada uno de los elementos constitutivos del puente.

Tabla 2 Formato de calificación de cada elemento del puente

FORMATO 02: GRADP DE DAÑO DE LA INSPECCION DE PUETES								
TIPO DE DAÑO Y EVALUACION DE GRADO DEL DAÑO								
ELEMENTOS SECUNDARIOS								SUMATORIA
1 CARPETA DE RODADURA	ITEM	1. ONDULACION	2 SURCOS	3. AGRETAMIENTOS	4. BACHES	5. SOBRECAPAS DE ASFALTO	MATERIAL AJENO A LA VIA	
	EVALUACION							
2.BARANDA (ACERO)	ITEM	1. DEFORMACION	2. OXIDACION	3.CORROCION	4. FALTANTE O AUSENCIA	5.DAÑOS POR COLISION		
	EVALUACION							
3. BARANDA (CONCRETO)	ITEM	1. FALTANTE O AUSENCIA	2. AGRIETAMIENTO	3. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	4.DAÑOS POR COLICION	5. DESCASCARAMIENTO	6. NIDOS DE PIEDRA	
	EVALUACION							
4. JUNTA DE EXPANSION	ITEM	1. FILTRACION DE AGUA	2. SONIDOS EXTRAÑOS	3. FALTANTE O DEFORMACION	4. MOVIMIENTO VERTICAL	5. JUNTAS OBSTRUIDAS		
	EVALUACION							
5. DRENAJE	ITEM	1. OBSTRUCCION DEDRENAJES	2. LONGUITUD O SECCION INSUFICIENTE	3. AUSENCIA DE DRENAJES	4. MALA UBICACIÓN DE DRENAJES	5. BOMBEO DE LA VIA		
	EVALUACION							
6. ACERAS	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	
	EVALUACION							
							SUMA ELEM. SECUNDARIOS	

ELEMENTOS PRIMARIOS								SUMATORIA
7. LOSA	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	
	EVALUACION							
8. VIGA PRINCIPAL	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	
	EVALUACION							
9. DIAFRAGMAS	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	ERO DE REFUERZO EXPU	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	
	EVALUACION							
10. APOYOS	ITEM	. ROTURA DE PERNO	2. DEFORMACION	3. INCLINACION	4. DESPLAZAMIENTO			
	EVALUACION							
11. VIGA CABEZAL Y ALERONES (ESTRIBO MARGEN DERECHO)	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	
	EVALUACION							
12. VIGA CABEZAL Y ALERONES (ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO)	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	
	EVALUACION							
13. ESTRIBO MARGEN DERECHO	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	
	EVALUACION							
	ITEM	VACION EN LA FUNDACION						
	EVALUACION							
14. ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO	ITEM	URAS EN UNA DIREC	SURAS EN DOS DIRECCIO	3. DESCASCARAMIENTO	ERO DE REFUERZO EXPU	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	
	EVALUACION							
	ITEM	7.SOCAVACION EN LA FUNDACION						
	EVALUACION							
15. VIGAS CABEZAK O MARTILLO (PILA)	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	
	EVALUACION							
16. PILA (CUERPO PRINCIPAL)	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	
	EVALUACION							
	ITEM	7. SOCAVACION EN LA FUNDACION						
	EVALUACION							
15. VIGAS CABEZAK O MARTILLO (PILA)	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	
	EVALUACION							
							SUMA ELEM. SECUNDARIOS	

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado

- Formato No. 03: Se deben registrar las fotografías que se detallaron en las ilustraciones

Tabla 3 Formato de fotografías

FORMATO 03: INSPECCION DE PUENTE-FOTOGRAFIAS									
Foto N':		Fecha:		Foto N':		Fecha:		Foto N':		Fecha:	
Elemento:				Elemento:				Elemento:			
Detalle:				Detalle:				Detalle:			
Foto N':		Fecha:		Foto N':		Fecha:		Foto N':		Fecha:	
Elemento:				Elemento:				Elemento:			
Detalle:				Detalle:				Detalle:			

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado

2.1.5. Organizar las herramientas y equipo de seguridad.

Las herramientas mínimas que un inspector debe preparar para la inspección de puentes deben agruparse en seis categorías básicas como son:

- Seguridad del personal.
- Herramientas para documentación.
- Herramientas para limpieza.
- Herramientas para ayuda visual.
- Herramientas misceláneas.
- Equipo de señalamiento para la inspección de la calzada.

La siguiente tabla se denomina check list ya que es una lista de verificación o chequeo para preparar las herramientas de la inspección.

Tabla 4.- Calificación de la condición global del puente.

ITEM	CHECK LIST		
	Responsables:	Nombre 1	Nombre 2
	Seguridad del personal:		
1	Casco		
2	Chaleco reflectivo		
3	Zapatos de seguridad		
4	Visores		
5	Camisa manga larga		
6	Guantes		
7	Botas		
	Herramientas para documentación:		
8	Cámara fotográfica		
9	Libreta de campo		
10	Apoya manos		
11	Check list del elemento a ispeccionar		
	Herramientas para limpieza:		
11	Cepillo de acero		
12	Brocha		
13	Escoba		
14	Espátula		
	Herramientas para ayuda visual:		
15	Binoculares		
16	Flexómetro de 5m		
17	Wincha		
18	Plomada		
19	Nivel de carpintero		
20	Lija		
21	Lupa		
22	Calibrador		
23	Crayola o Tiza		
24	Espejo de inspección		
	Herramientas para misceláneas:		
25	Walkie talkies		
26	GPS		
27	Distanciómetro		
28	Linterna		
29	Martillo		
30	Botiquín primeros aux.		
	Equipo de señalamiento para inspección de calzadas:		
31	Cono de seguridad		
32	Triángulos de seguridad		

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 34

2.1.6. Toma de datos de la inspección.

Corresponde a la información que se debe obtener el momento de la inspección, los inspectores que preparan la inspección del puente deben conocer la información de este capítulo con cada una de las tablas y su respectivo código. El inspector debe llenar cada uno de los formatos en el sitio de inspección.

A continuación se describe detalladamente la introducción de datos.

Identificación y ubicación.

- **Nombre del puente.**

Generalmente lleva el nombre del río que cruza.

- **Tipo de puente.**

Se tiene el puente tipo losa o losa sobre vigas.

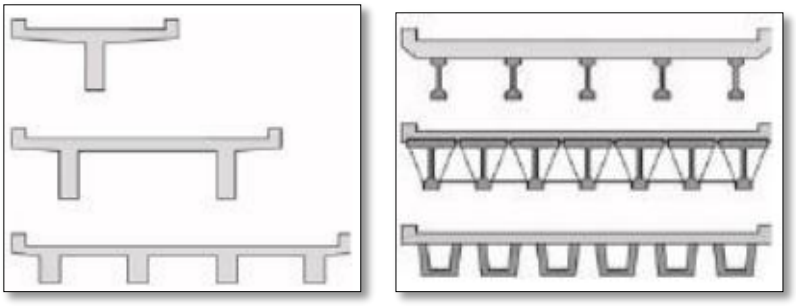


Ilustración 5 Puente tipo losa sobre vigas.

Fuente: Manual para la Inspección visual de puentes y pontones de Colombia.

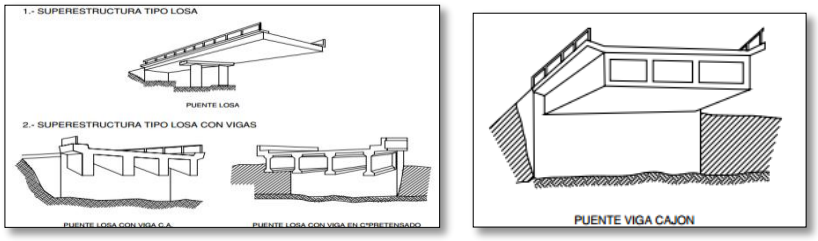


Ilustración 6 Tipos de estructuras de puentes.

Fuente: Guía para inspección de puentes del Perú.

- **Coordenadas.**
  - **Latitud y Longitud.**

Se refiere a la localización del puente según sus coordenadas. Para obtener este dato es necesario que el inspector porte un aparato de sistema de posicionamiento global conocido como GPS por sus siglas en inglés.

  - **Altitud.**

Es la distancia vertical a un origen determinado, considerado como nivel cero, para el que se suele tomar el nivel medio del mar.

- **Localización.**

Es la ubicación del puente según la provincia, cantón, parroquia, el poblado más cercano y el nombre de la vía

- **Kilometraje.**

Se refiere al kilómetro en el cual está ubicado el inicio del puente.

- **Datos generales.**
  - **Puente sobre.**

Se debe anotar el nombre de la quebrada, río u obstáculo que salva el puente.

- **Longitud total.**

Se refiere a la suma total de la longitud de cada tramo del puente o si tiene un solo tramo se ingresará esta cantidad, este dato se debe de obtener en metros.

- **Ancho calzada.**

Es la luz libre para la circulación. Debe ser ingresado en metros.

- **Ancho acera.**

Es la distancia que se deja para que circule el peatón. El dato se debe ingresar en metros.

- **Tramos.**
  - **Número de tramos.** Se refiere al número de tramos en que se divide el puente.
  - **Tipo de tramos.** La clasificación de los tipos de tramos se detalla en la siguiente ilustración:

Ilustración 7 Tramo simple.

Fuente: Guía para inspección de puentes del Perú.

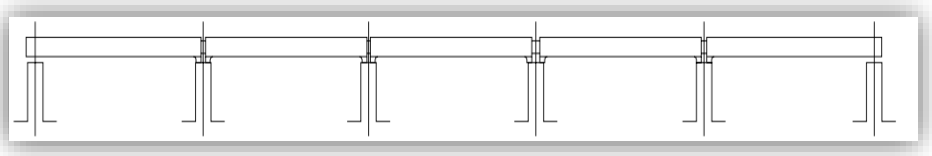


Ilustración 8 Tramos múltiples.

Fuente: Guía para inspección de puentes del Perú.

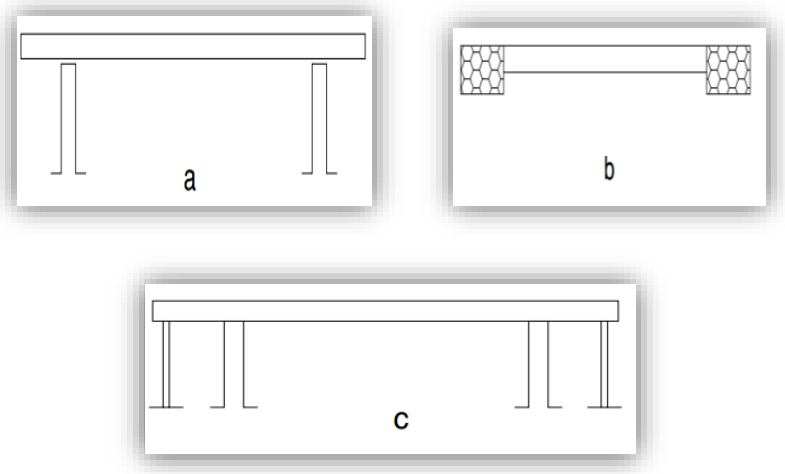


Ilustración 9 Tramo compensado.

Fuente: Guía para inspección de puentes del Perú.

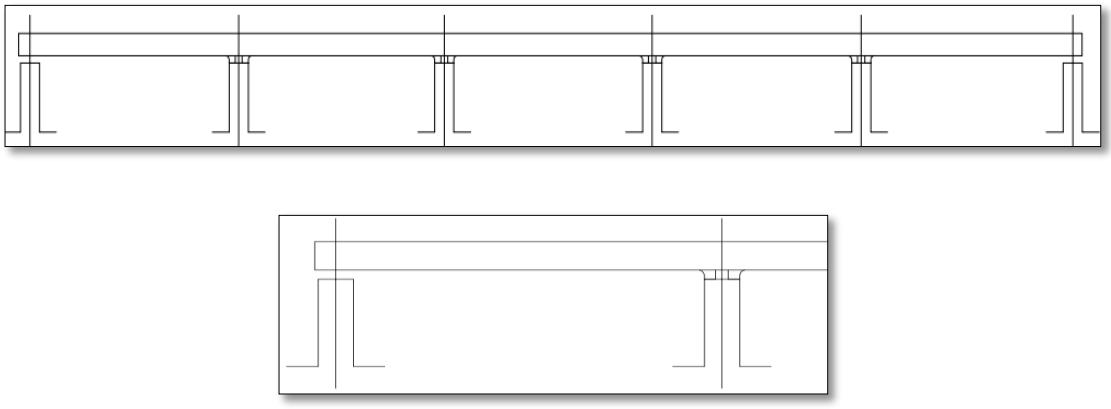


Ilustración 10 Tramo continuo.

Fuente: Guía para inspección de puentes del Perú.

Para registrar el tipo de tramo se utilizará la siguiente tabla:

Tabla 5 Tipo de tramo.

CÓDIGO	TIPO DE TRAMO
1	Tramo simple.
2	Tramos múltiples.
3	Tramo compensado.
4	Tramo continuo.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 43

- **Condición de borde.**

Se anota ésta condición de acuerdo a la siguiente tabla:

Tabla 6 Condición de borde.

CÓDIGO	CONDICIÓN DE BORDE
1	Simplemente apoyado.
2	Continuo.
3	Gerber.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 43

Ilustración 11 Simplemente apoyado.

Fuente: Guía para inspección de puentes del Perú.

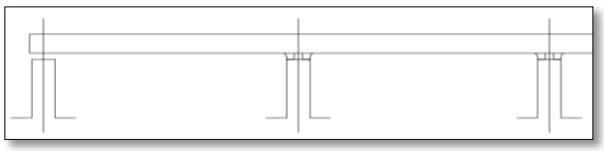


Ilustración 12 Continuo.

Fuente: Guía para inspección de puentes del Perú.

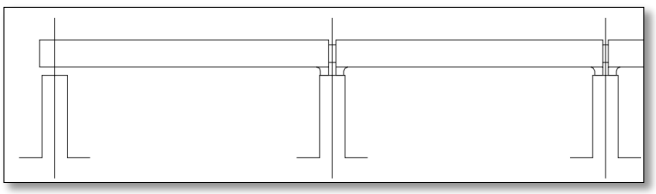


Ilustración 13 Gerber (Tableros independientes).

Fuente: Guía para inspección de puentes del Perú.

2.1.6.1. Superestructura.

- **Tablero de rodadura.**
  - **Losa (Material).**

Se identifica el material de la losa con que está construido.

Tabla 7 Material de losas.

CÓDIGO	MATERIAL DE LOSAS
1	Prefabricadas.
2	Concreto reforzado.
3	Otras.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 44

En losas de concreto se debe comprobar que no se presenten fisuras, descascaramientos, exposición del acero de refuerzo, infiltración de agua o cualquier evidencia de deterioro.

- **Espesor de la losa.**

El espesor se debe considerar en base a los siguientes gráficos:

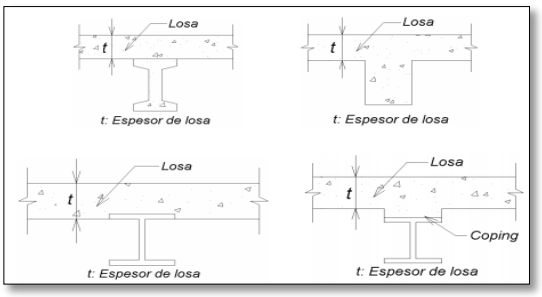


Ilustración 14 Espesor de losa.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

- **Carpeta de rodadura.**

Se registra el material según la siguiente tabla.

Tabla 8 Material de la carpeta de rodadura.

CÓDIGO	MATERIAL
1	Asfalto.
2	Concreto.
3	Adoquín.
4	No existe superficie de rodamiento.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 45

- **Barandas.**

Se registra el material según la siguiente tabla.

Tabla 9 Material de barandas.

CÓDIGO	MATERIAL DE BARANDA
1	Mampostería.
2	Concreto reforzado.
3	Metálica.
4	Pasamanos metálicos y postes en concreto.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 46

En la inspección de las barandas en los puentes se debe considerar:

  - Postes. Revisar los postes para detectar fisuras, fracturamientos y demás daños presentes en el concreto. Daños: Fracturamiento en postes, ausencia de postes, golpes por impacto vehicular.
  - Pasamanos. Se buscarán indicios de corrosión y el estado de todas sus conexiones. Daños: Corrosión, ausencia de elementos, golpes por impacto.

- **Aceras.**

Se registra el material según la siguiente tabla.

Tabla 10 Material de aceras.

CÓDIGO	MATERIAL DE ACERAS
1	Prefabricadas.
2	Concreto reforzado.
3	Otras.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 46

- **Juntas de expansión.**

Ilustración 15 Elementos típicos de una junta de expansión.

Fuente: Manual para la Inspección visual de puentes y pontones de Colombia.

Las juntas existentes se muestran a continuación:

Juntas abiertas.- Tienen una abertura libre inferior a 12.7mm (1/2" pulgada) entre losas de concreto de tramos adyacentes

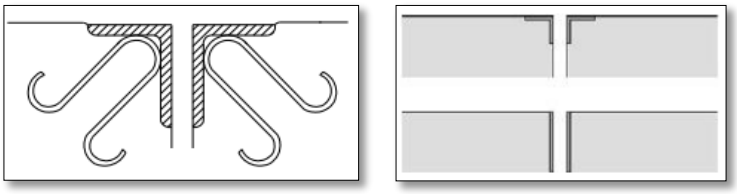


Ilustración 16 Juntas abiertas- con perfiles verticales.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

Jutas rellenas.- Éstas se aplican en puentes cortos con desplazamientos inferiores a 38.1 mm (1 ½" pulgada).

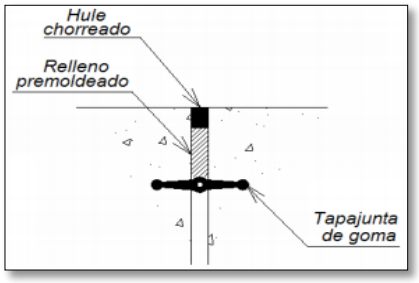


Ilustración 17 Junta rellena.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

Juntas con sellos comprimidos de neopreno.- Se aplican en puentes con desplazamientos de 12.7 mm a 63,5 mm (de ½ a 2 ½ pulgada).

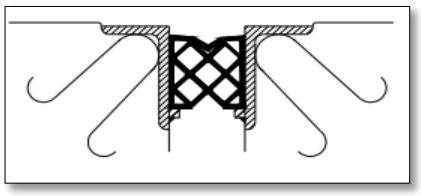


Ilustración 18 Junta de sello comprimido.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

Juntas de placas de acero deslizante.- Consiste en una placa de acero anclada a uno de los extremos de la abertura que se desliza permitiendo el movimiento de la superestructura.

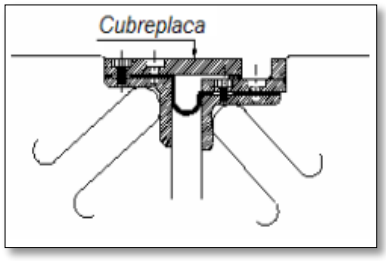


Ilustración 19 Junta de placa de acero deslizante.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

Juntas de placas dentadas.- Están compuestas por dos placas de acero en forma de dedos o dientes que se entrelazan entre sí dejando un área libre entre sí para admitir los movimientos.

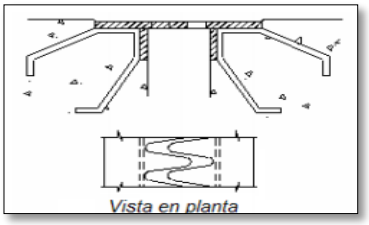


Ilustración 20 Juntas de placa dentada.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

En el formato de captura de información se deberá registrar el código correspondiente al tipo de junta de expansión existente en el puente, de acuerdo con la siguiente tabla.

Tabla 11 Tipos de Juntas de expansión.

CÓDIGO	TIPO DE JUNTA DE EXPANSIÓN
1	Juntas abiertas.
2	Junta sellada (rellena).
3	Junta sellada (de sello comprimido).
4	Juntas de placa de acero deslizante.
5	Juntas de placas dentadas.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 50

En la inspección de las juntas de expansión de puentes se debe tener en cuenta:

Sellos. En juntas selladas se debe inspeccionar que no exista material que impida el movimiento de la losa.

- Daños: obstrucción del sello, ruptura del sello, ausencia del sello.

Perfiles. Se deben revisar anclajes sueltos, agrietamiento o rotura de soldaduras y detalles defectuosos en los perfiles.

- Daños: Agrietamiento o rotura de soldaduras, ausencia de anclajes, perfiles defectuosos, perfiles sueltos.

Guardacantos. En el tipo de juntas selladas los guardacantos se suelen separar en capas por falta de adherencia entre ellas o por deficiencias en la preparación del mortero epóxico. Fallan por corte, al golpearse los elementos estructurales bajo cargas cíclicas y por efectos de retracción, presentando fisuramientos y desgaste en sus caras.

- Daños: Desgaste, despostillamiento, fisuramiento.

- **Drenaje de la calzada.**

El drenaje transversal como el longitudinal de la vía, debe funcionar correctamente evitando el estancamiento del agua sobre la superficie del puente. El drenaje longitudinal debe hacerse por medio de tubería o drenajes, los cuales deben ser suficientes en número y tamaño para evacuar adecuadamente hacia las cunetas.

La localización inadecuada de los drenajes genera problemas de deterioro, infiltración, eflorescencias y contaminación del concreto aledaño.

Las fallas más comunes encontradas en los drenajes longitudinales corresponden a: taponamiento de los drenajes, ausencia de drenajes y longitud o sección insuficiente.

- **Vigas.**

La tabla siguiente nos muestra el código del tipo de viga:

Tabla 12 Tipo de vigas.

CÓDIGO	TIPO DE VIGAS
1	Losa.
2	Viga tipo I.
3	Viga T.
0	Otros.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 52

En las vigas de concreto se comprueba que no existan daños como las deflexiones excesivas y la desintegración del concreto. Se debe registrar el ancho y longitud de las

fisuras encontradas. Se debe buscar posibles agrietamientos en la zona de los apoyos y su alrededor y en los diafragmas.

Las fallas más comunes en puentes de concreto se tienen las siguientes:

- Pérdida o falta del concreto de recubrimiento.
- Exposición del acero de refuerzo y corrosión del mismo.
- Deficiencias en la construcción, (segregación, hormigueros, juntas frías inadecuadas).
- Fisuración por sobrecargas y esfuerzos no considerados en el diseño.
- Deflexiones.
- Deterioro en el concreto expuesto por drenajes inadecuados.

2.1.6.2. Subestructura.

- **Apoyos.**

Se tienen apoyos en estribos, en pilas y en voladizos de la superestructura, tanto apoyos fijos como apoyos móviles. Las funciones principales de los apoyos aparte de transmitir todas las cargas de la superestructura a la subestructura son permitir la traslación por expansión o contracción térmica o sismo y la rotación causada por la deflexión de la carga muerta y la carga viva. Tipos de apoyos:

- **Apoyo de expansión*:*** Permite que la estructura rote y se traslade en el sentido longitudinal, puede ser de placa, de neopreno, de nódulo o balancín.

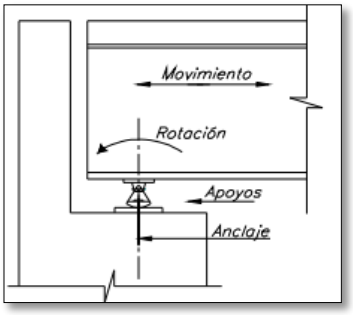


Ilustración 21 Apoyo de expansión tipo balancín.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

Ilustración 22 Apoyo expansivo tipo patín.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

Ilustración 23 Apoyo expansivo tipo rodillo.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

- **Apoyo fijo:** Restringe la traslación y permite únicamente la rotación de la estructura.

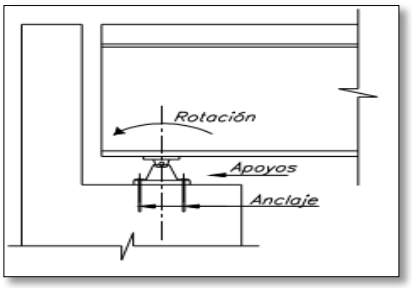


Ilustración 24 Apoyo fijo.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

Ilustración 25 Apoyo fijo de acero.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

Ilustración 26 Apoyo rígido (concreto).

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

El código correspondiente al tipo de los apoyos se muestra en la siguiente tabla:

Tabla 13 Tipo de Apoyos.

CÓDIGO	TIPO DE APOYOS
1	Apoyo de expansion tipo balancín
2	Apoyo expansivo tipo patín
3	Apoyo expansivo tipo rodillo
4	Apoyo Fijo
5	Apoyo rígido o empotrado
6	Placas de neopreno o elastoméricos

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 55

Para la inspección visual de los apoyos se deben considerar los siguientes aspectos:

- En apoyos de concreto se debe examinar que no presenten fisuras o descascaramientos en la base de los estribos o en los cabezales de las pilas donde normalmente se apoyan las vigas.
- En apoyos metálicos es importante verificar que éstos no presenten evidencias de corrosión que impidan su correcto funcionamiento.
- Verificar la separación de las láminas de los apoyos de neopreno y comprobar que no se presenten irregularidades que puedan indicar sobrecargas.
- Inspeccionar todos los dispositivos de apoyo, verificando que están funcionando correctamente.
- Comprobar que las tuercas de los pernos de anclaje se encuentren correctamente instaladas en los apoyos. Además, que los apoyos móviles están correctamente lubricados, limpios, que puedan moverse libremente, y que estén localizados correctamente.

Daños. Los daños más comunes encontrados en estas estructuras corresponden a: desplazamiento, deformación excesiva y descomposición.

- **Estribos.**

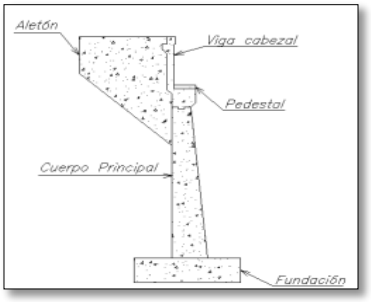


Ilustración 27 Partes del estribo.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

Entre los daños típicos encontrados en aletas y estribos de puentes, se tienen los siguientes:

- Problemas en el concreto expuesto (segregación, hormigueros, juntas frías inadecuadas).
- Fisuras y deterioro en el concreto provocados por corrosión del refuerzo.
- Fisuras verticales en la unión entre estribos y aletas.
- Movimiento o asentamiento de estribos.
- Problemas de socavación local en estribos.

Tipos de estribos.

- **Gravedad.-** Este tipo de estribo debe resistir la presión lateral o empuje del suelo con su propio peso por lo que suelen ser estribos muy pesados. La mayoría de los estribos de gravedad son construidos en concreto ciclópeo o en mampostería.

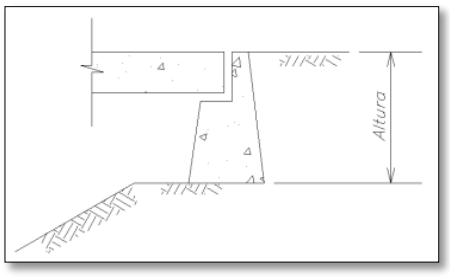


Ilustración 28 Estribo tipo gravedad.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

- **Voladizo.-** Es un muro de retención tipo pared, actúa como una viga en voladizo que transmite la presión lateral del suelo y mantiene su estabilidad a través de su peso propio y el peso del suelo sobre la fundación.

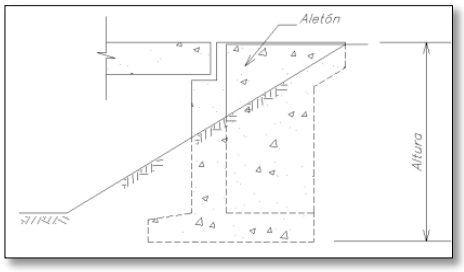


Ilustración 29 Estribo tipo voladizo.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

- **Marco.-** Consiste en un estribo con dos o más columnas unidas por la viga cabezal tipo rectangular o T cuando cuenta con pantalla.

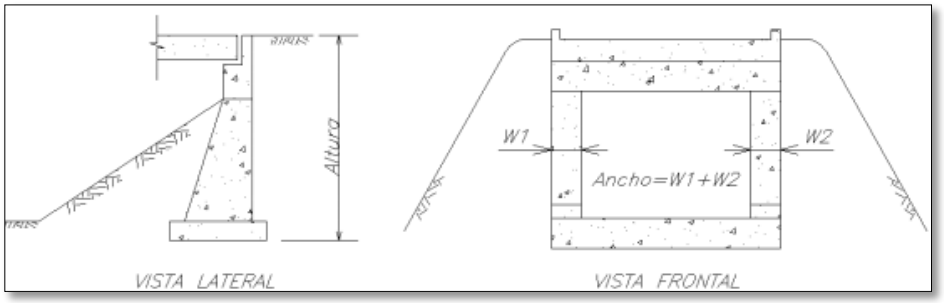


Ilustración 30 Estribo tipo marco rígido.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

- **Muro con contrafuerte.-** Este tipo de estructura es un muro y una fundación unidas mediante losas verticales perpendiculares al plano del muro conocidas como contrafuertes.

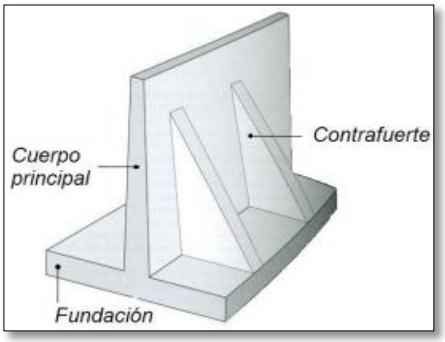


Ilustración 31 Estribo tipo muro con contrafuerte.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

- **Tierra armada.-** Sistema que mecánicamente estabiliza el suelo y se compone de un muro construido por capas con bloques modulares, generalmente, de concreto sin refuerzo.

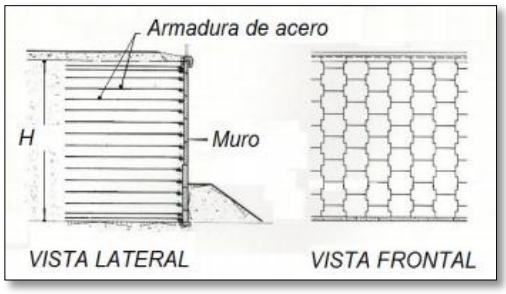


Ilustración 32 Estribo tipo tierra armada.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

- **Cabezal sobre pilotes.-** Consiste en una viga cabezal apoyada en una o más filas de pilotes. Los pilotes inclinados se utilizan para prevenir el volcamiento.

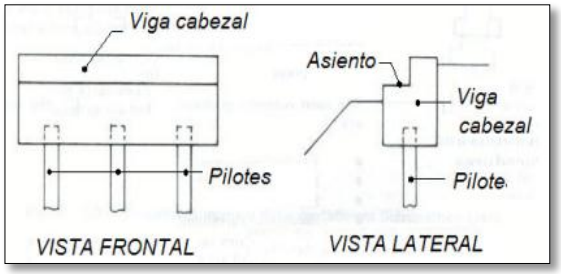


Ilustración 33 Estribo tipo cabezal sobre pilotes.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

La siguiente tabla muestra el código del tipo de estribo y aletas:

Tabla 14 Tipo de estribo.

CÓDIGO	TIPO DE ESTRIBO
1	Gravedad.
2	Voladizo.
3	Marco.
4	Muro con Contrafuerte.
5	Tierra armada.
6	Cabezal sobre pilotes.
0	Otros.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 59

Tabla 15 Material de aletas y estribos.

CÓDIGO	MATERIAL DE ESTRIBOS
1	Mampostería o Piedra.
2	Concreto ciclópeo.
3	Concreto reforzado.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 59

- **Pilas.**

Son elementos estructurales que transmiten la carga de la superestructura a la cimentación y proporcionan apoyos intermedios entre los estribos, dándole estabilidad a la estructura.

La pila está formada por la viga cabezal, el cuerpo principal y la fundación.

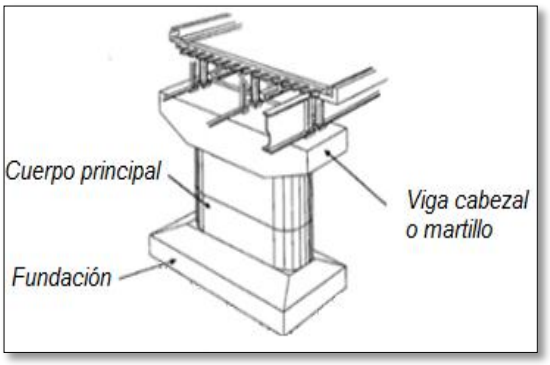


Ilustración 34 Partes de una pila.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

Se deberá inspeccionar en forma detallada las zapatas y/o las pilas para verificar posibles problemas de socavación, en el concreto expuesto se deben verificar la existencia de fisuras, indicios de corrosión en la armadura de refuerzo y deterioros superficiales en el concreto.

Es conveniente en lo posible programar la inspección de las pilas en época de verano o en épocas del año que ofrezcan las condiciones más favorables para realizar una observación adecuada de estos elementos.

Entre los daños típicos encontrados en las pilas de los puentes, se tienen los siguientes:

- Problemas en el concreto expuesto (segregación, hormigueros, juntas frías inadecuadas).

- Problemas de socavación local en la cimentación de las pilas.
- Fisuras en el concreto provocadas por corrosión del refuerzo.
- Fisuras por asentamiento o movimiento diferencial entre pilas.
- Problemas de humedad debido a drenajes con longitud insuficiente.

o Tipos de pila.

Los tipos de pilas más empleados son los siguientes:

- **Muro.-** Es una pared que se extiende desde la fundación hasta la viga cabezal.

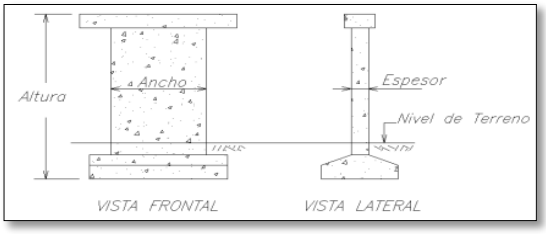


Ilustración 35 Pila tipo muro.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

- **Marco.-** Este tipo de pila está compuesta por una viga cabezal apoyada sobre dos columnas formando una estructura tipo marco.

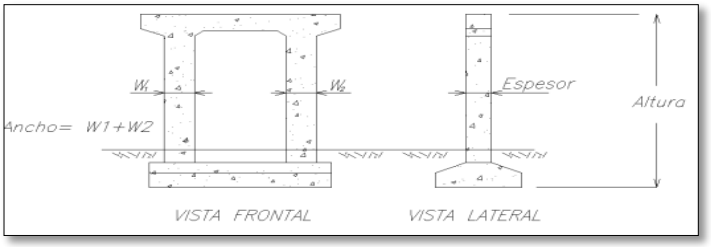


Ilustración 36 Pila tipo marco.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

- **Columna sencilla.-** Generalmente, está compuesta por una viga cabezal en forma de martillo unida a una columna que puede ser de forma rectangular, elíptica, circular, entre otras, la cual se extiende hasta la fundación.

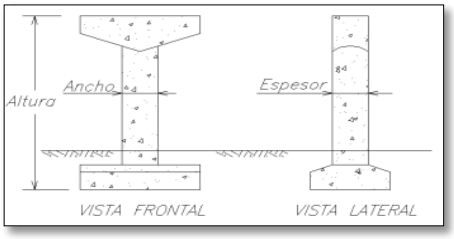


Ilustración 37 Pila tipo columna sencilla.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

- **Columna múltiple.-** Consiste de una viga cabezal soportada por tres o más columnas que se extienden hasta la fundación.

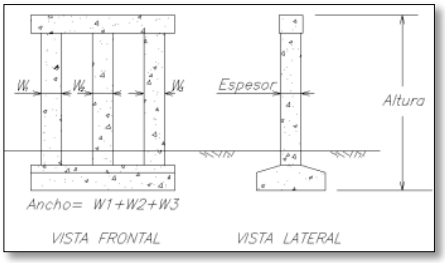


Ilustración 38 Pila tipo columna múltiple.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

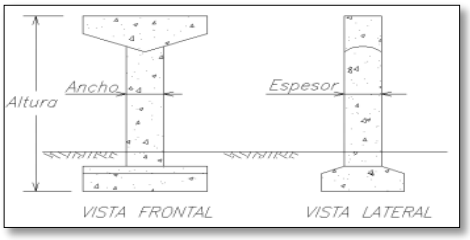


Ilustración 39 Detalles pila tipo columna múltiple.

Fuente: Manual de Inspección de Puentes de Costa Rica.

El material de la pila, tipo de pilas de la estructura y el código asignado a la forma de la sección transversal de la pila es según la clasificación que se presenta a continuación:

Tabla 16 Tipo de pila.

CÓDIGO	TIPO DE PILA
1	Muro
2	Marco
3	Columna sencilla
4	Columna múltiple
0	Otros

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 63

Tabla 17 Material de la pila.

CÓDIGO	MATERIAL DE LA PILA
1	Concreto reforzado
2	Mampostería

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 63

Tabla 18 Forma de pila.

CÓDIGO	FORMA DE PILA
1	Circular
2	Rectangular
0	Otra

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 63

2.1.7. Otros detalles.

- **Accesos.**

Consiste en el tipo material de los accesos, aproximadamente diez (10) metros antes y después de la superestructura.

Tabla 19 Tipo de superficie de accesos.

CÓDIGO	TIPO DE SUPERFICIE
1	Asfalto.
2	Concreto.
3	Afirmado.
4	Adoquín
0	Otro.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 64

- **Señalización vial.**

Consiste en la verificación de la señalización existente en el sitio del puente; debe revisarse la presencia, la legibilidad, la visibilidad de las señales existentes tanto horizontales como verticales (Señalización preventiva, reglamentaria, e informativa) y los reductores de velocidad.

Las fallas normalmente identificadas en la señalización son los siguientes:

- Ilegibilidad.

- Retro reflexividad deficiente.
- Falta de adherencia entre el tablero y los símbolos.
- Invisibilidad. Señales localizadas inadecuadamente o cubiertas por la vegetación.
- Daños ocasionados por agentes externos. Señalización golpeada, vandalismo.
- Demarcaciones defectuosas.

- **Iluminación.**

Se deberá verificar la existencia de elementos de iluminación como alumbrado público y el funcionamiento del mismo, en caso de presentar fallas se deben reportar en el formato de captura de información realizando las aclaraciones respectivas.

- **Cauce.**

Se debe inspeccionar el área bajo el puente, las orillas de río, el cauce aguas arriba, cauce aguas abajo. En la inspección se debe tener en cuenta la estabilidad del cauce frente a los efectos erosivos que la corriente produce por debajo y alrededor de los elementos que se encuentran en contacto con el agua como es los estribos y las pilas.

Los problemas más frecuentes identificados en el cauce son:

- Inestabilidad de taludes o terraplenes adyacentes a la estructura.
- Erosión en el lecho y márgenes del río.
- Socavación general del cauce.
- Obstrucción del cauce por escombros, presencia de vegetación o invasión del mismo.
- Sedimentación de material transportado por la corriente.
- Falla o colapso de las estructuras de protección de las orillas del río.

En el formato de inspección se debe reportar cualquier falla o anormalidad que se presente bajo la estructura, describiendo, si es posible, las posibles causas de la falla.

2.1.8. Síntesis de daños en puentes.

Aquí debemos registrar los datos en el formato 02, donde se califica el grado de deterioro de cada elemento del puente en función de su condición. Cada elemento se evalúa desde 1 que significa que no existen daños hasta 5, que indica un gran deterioro en el elemento.

- **Carpeta de rodadura.**

El pavimento en la losa del puente funciona como una superficie de rodamiento y además tiene como objetivo proveer protección adicional a la losa contra el clima y el tráfico.

➢ **Ondulaciones.**

Son deformaciones que se extienden transversalmente en el pavimento, son ocasionados por el paso continuo de vehículos en el puente, en la siguiente tabla se define el grado de daño por ondulaciones en el pavimento.

Tabla 20 Grado de daño por ondulaciones.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	Sin ondulación
2	La profundidad de la ondulación es menor a 0,02 m.
3	La profundidad de la ondulación esta entre 0,02 y 0,04 m.
4	La profundidad de la ondulación es mayor a 0,04 m.
5	Es necesario detener el vehículos para esquivar la ondulación.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 67

➢ **Surcos.**

Los surcos son deformaciones en el pavimento originadas por el paso continuo de los vehículos similares a las ondulaciones pero se extienden longitudinalmente.

Tabla 21 Grado de daño por surcos.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay surcos.
2	La profundidad de los surcos es menor a 0,02 m.
3	La profundidad de los surcos esta entre 0,02 y 0,04 m.
4	La profundidad de los surcos es mayor a 0,04 m.
5	Es necesario detener el vehículos para esquivar los surcos.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 67

➢ **Agrietamiento.**

Los agrietamientos son fisuras que se producen generalmente por vibraciones y cambios de temperatura.

Tabla 22 Grado de daño por las fisuras.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan fisuras.
2	El espesor de la fisura es menor a 5.0mm.
3	El espesor de la fisura está entre 5.0 y 10.0 mm.
4	Se observan fisuras en red.
5	Se observan fisuras en red y en algunas partes hay desprendimiento del concreto.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 68.

- **Baches en el pavimento.**

Un bache es un defecto en la nivelación de la vía; es una depresión u hoyo en la superficie de rodamiento.

Tabla 23 Grado de daño por baches.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan baches
2	La profundidad del bache es menor que 20.0 mm
3	La profundidad del bache esta entre 20.0 y 50.0 mm
4	La profundidad del bache es mayor que 50.0 mm
5	Es necesario detener el vehículos para esquivar los baches

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 68

- **Sobrecapas de asfalto.**

Son capas adicionales sobre la superficie principal por lo tanto cuando se observa una sobrecapa de pavimento el grado del daño por sobrecapas tendrá una calificación de cinco.

Tabla 24 Grado de daño por sobrecapas de asfalto.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa sobrecapas de asfalto.
3	Se observa una sobrecapa de asfalto.
5	Se observan mas de una sobrecapa de asfalto.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 68

- **Material ajeno a la vía.**

En este punto se considera la presencia de material ajeno a la vía presente en la carpeta de rodadura el cual afecta a la condición de la carpeta de rodadura.

Tabla 25 Grado de daño por material ajeno a la vía.

GRADO DE DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa material ajeno a la vía.
2	Menos del 25% de la vía se encuentra cubierta con otro material.
3	El 50% de la vía se encuentra cubierta con otro material.
4	El 100% de la vía se encuentra cubierta con una capa de otro material con un espesor menor a 0,03 m.
5	El 100% de la vía se encuentra cubierta con una capa de otro material con un espesor mayor a 0,03 m.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 70

- **Barandas.**

Aquí se consideran dos tipos: de concreto y de acero.

- **Deformación (baranda de acero).**

La deformación es el cambio en la forma o el tamaño de un cuerpo debido a la aplicación de una o más fuerzas sobre el mismo.

Tabla 26 Grado de daño por deformación.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan daños de deformación en el elemento.
2	Deformación menor a 0.05 m.
3	Deformación entre 0.05 m y 0.10 m con respecto al original.
4	Deformación entre 0.10 m y 0.20 m con respecto al original.
5	Deformación mayor a 0.20 m con respecto al original.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 70

- **Oxidación (baranda de acero).**

La oxidación es una reacción química que se produce en el acero al estar en contacto con el agua, o por la humedad del medio ambiente, lo que puede producir daños en el refuerzo de los elementos:

Tabla 27 Grado de daño por oxidación.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa oxidación en el elemento.
2	Se observa comienzos de oxidación.
3	20% del elemento está cubierta con oxidación.
4	50% del elemento está cubierta con oxidación.
5	Más del 50% de la superficie del elemento está cubierto con oxidación.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 71

- **Corrosión (baranda de acero).**

La alteración causada por el medio ambiente en un elemento es lo que se conoce como corrosión. Los grados de daño por corrosión están definidos en la siguiente tabla.

Tabla 28 Grado de daño por corrosión.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa corrosión en el elemento.
2	Se observa el principio de la corrosión.
3	La corrosión creció y ha ocasionado orificios en partes del elemento.
4	Algunas partes del elemento están reducidas por corrosión.
5	Algunas partes del elemento se han perdido por lacorrosión.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 71

- **Faltante o ausencia (baranda de acero o concreto).**

El faltante o ausencia se refiere a la pérdida parcial o total de algún elemento que constituye la baranda.

Tabla 29 Grado de daño por baranda faltante.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	Se cuenta con la totalidad del elemento.
2	Algunas partes del elemento están dañadas.
3	Hace falta menos del 10 % del elemento.
4	Hace falta entre 10% y 30 % del elemento.
5	Hace falta más del 30% del elemento.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 72

- **Daños por colisión (baranda de acero o concreto).**

En este punto se considera si el elemento posee alguna falla provocada por el impacto de vehículos, el grado de daño por colisión se detalla en la siguiente tabla:

Tabla 30 Grado de daño por colisión.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan daños por colisión.
2	Algunas partes de la baranda están dañadas.
3	El 10 % de la baranda está dañada.
4	Entre 10% y 30 % de la baranda está dañada.
5	Más del 30% de la baranda esta dañada.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 72

- **Agrietamiento (baranda de concreto).**

Consiste en las aberturas que surgen en alguna superficie para el caso de las barandas de concreto:

Tabla 31 Grado de daño por fisuras.

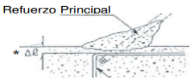
GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay fisuras.
2	Se observan algunas fisuras.
3	El espesor de la fisura es menor a 0.3mm con intervalos de 50 cm.
4	El espesor de la fisura es mayor a 0.3mm con intervalos de 50 cm.
5	Se observan fisuras con espesores de varios mm

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 73

- **Acero de refuerzo expuesto (barandas de concreto).**

Se refiere a la exposición del acero de refuerzo que debe estar embebido en el concreto.

Tabla 32 Grado de daño por acero de refuerzo expuesto.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa acero de refuerzo expuesto.
2	Se observan cáscaras a lo largo del refuerzo principal 
3	El refuerzo esta expuesto en pequeñas partes
4	Se observa el refuerzo principal expuesto y oxidado
5	Se observa el acero principal expuesto y con reducción de la sección.
	∗ Δl: Recubrimiento de concreto

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 73

- **Descascaramiento.**

El descascaramiento es la delaminación local o desprendimiento de una superficie terminada de concreto endurecido como resultado de cambios de temperatura, mal proceso constructivo o algún daño en el acero de refuerzo.

Tabla 33 Grado de daño por descascaramiento en superficies de concreto.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa descascaramiento en la superficie de la estructura
2	Se observa el principio del descascaramiento
3	Ha crecido el descascaramiento en algunas partes de la superficie de la estructura.
4	Se observa un considerable descascaramiento.
5	Se observa un considerable descascaramiento y óxidación.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 74

- **Nidos de piedra.**

La principal causa para que se provoquen los nidos de piedra es por la inapropiada vibración durante el colado del concreto lo que produce segregación de los agregados finos, agregados gruesos y la pasta de cemento.

En la tabla a continuación se describe el grado de deterioro por nidos de piedra.

Tabla 34 Grado de daño por nidos de piedra.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observaron nidos de piedra
2	Se observaron nidos de piedra en algunos sitios.
3	Se observan más de diez nidos de piedra.
4	Se observan nidos de piedra en muchos sitios
5	Se observa nidos de piedra en todo el elemento.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 74

- **Juntas de expansión.**

Las juntas de expansión son una parte muy importante del puente, debe ser capaz de resistir los cambios climáticos para llevar a cabo su función y no comprometer la calidad del viaje de los vehículos que transitan en el puente.

  - **Filtraciones de agua.**

La filtración de agua a través de cualquier junta del puente contribuye al deterioro del concreto, esta filtración de agua debe ser inspeccionada en el asiento de los apoyos del puente y en el muro de las subestructuras.

Tabla 35 Grado de daño por filtración de agua en las juntas de expansión.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay filtración de agua proveniente de las juntas de expansión
2	Se observaron filtraciones en algunas partes de los asientos del puente.
3	Se observan filtraciones en menos del 50% del muro y la viga cabezal.
4	Se observan filtraciones en más del 50% del muro y la viga cabezal.
5	Las filtraciones cubren toda la pared frontal y la viga cabezal.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 75

- **Sonidos extraños.**

Cuando los vehículos transitan sobre las juntas el inspector debe detectar cuidadosamente los sonidos que se produzcan ya que los sonidos provienen de zonas donde la junta presenta algún daño. Si se detecta un sonido considerable, debe ser calificado con grado tres.

- **Faltante o deformación.**

El inspector debe poner atención cuando la junta de expansión presenta alguna alteración en su forma o alguna parte o la totalidad de la junta se ha perdido.

Tabla 36 Grado de daño por faltante o deformación de juntas de expansión.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan faltante o deformación de juntas
2	Se observan pequeñas deformaciones.
3	Algunas partes están deformadas.
4	Algunas partes se han perdido.
5	Falta totalmente la junta.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 76

- **Movimiento vertical.**

Se refiere al caso en que las juntas de expansión presenten algún desplazamiento vertical.

Tabla 37 Grado de daño por movimiento vertical de la junta de expansión.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan movimientos
2	Se observan pequeños movimientos
3	Algunas partes se mueven verticalmente y se detectaron sonidos
4	Algunas partes se mueven considerablemente o se detectaron grandes sonidos
5	La velocidad del vehículo debe reducirse antes de la junta de expansión

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 77

- **Juntas obstruidas.**

Cuando se aplica un nuevo pavimento a un puente, frecuentemente se coloca una sobrecapa a las juntas de expansión sin ningún cuidado de permitir el funcionamiento apropiado de la misma.

Tabla 38 Grado de daño por juntas obstruidas.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan juntas obstruidas.
3	Se observa cierta obstrucción en la junta
5	La junta esta cubierta por sobrecapas de asfalto.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 77

- **Drenaje.**

El drenaje permite evacuar apropiadamente el agua de las lluvias o agua pluvial de la calzada y aceras del puente.

- **Obstrucción de drenajes.**

En este punto se considera si el drenaje que se encuentra colocado en la vía está obstruido con tierra, maleza o basura el cual al encontrarse así no permitirá el desfogue del agua lluvia y el agua estancada ocasionará daños a la capa de rodadura y en caso de no poseerla al tablero.

Para la evaluación del grado de la obstrucción de drenajes nos guiaremos en la siguiente tabla:

Tabla 39 Grado de daño por obstrucción de drenajes.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay problemas.
3	Aproximadamente el 50% de los drenajes se encuentran obstruidos.
5	Drenajes totalmente obstruidos.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 78

- **Longitud o sección insuficiente.**

Nos guiaremos en la siguiente tabla:

Tabla 40 Grado de daño por longitud o sección insuficiente.

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay problemas.
3	Aproximadamente el 50% de los drenajes no tienen la longitud o sección requerida.
5	Todos los drenajes no poseen longitud o sección requerida.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 78

- **Ausencia de drenajes.**

El daño por la ausencia de drenajes se evaluará en base a la siguiente tabla:

Tabla 41 Grado de daño por ausencia de drenajes

GRADO DE DAÑO	DESCRIPCION
1	Los drenajes existen son suficientes
3	Los drenajes existen son insuficientes
5	No existen drenajes

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 79

- **Mala ubicación de drenajes.**

El grado de daño de drenajes se evaluará con la siguiente tabla:

Tabla 42 Grado de daño por mala ubicación de drenajes

GRADO DE DAÑO	DESCRIPCION
1	No hay problemas
3	aproximadamente el 50% de los drenajes desfogan sobre otro elemento
5	Todos los drenajes afectan a los elementos del puente

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 79

- **Bombeo de la vía.**

La pendiente transversal de la vía debe ser suficiente para evacuar eficientemente las aguas sobre la calzada y que no se produzcan depósitos que puedan afectar la estructura. Ésta evaluación se hará con la tabla siguiente:

Tabla 43 Grado de daño por bombeo de la vía

GRADO DE DAÑO	DESCRIPCION
1	No hay problemas
2	Se observa pequños depositos de agua
3	La pendiente es insuficiente
4	Solo 1 carril posee la pendiente necesaria
5	No existe pendiente transversal

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 80

- **Aceras.**

Por lo general las aceras son de concreto teniendo como daños más comunes: fisuras en una y dos direcciones, faltante o ausencia del elemento, descascaramiento, acero de refuerzo expuesto, nidos de piedra y eflorescencia; cada una de estas fallas se detallan a continuación.

- **Fisuras en una dirección.**

Las fisuras en el concreto es el indicativo más confiable de futuros problemas en el elemento, por lo tanto es importante determinar la causa que lo produjo.

Las fisuras en una dirección son causadas en muchos casos por los esfuerzos debido a la carga viva y muerta. El ancho y distancia entre fisura debe ser cuidadosamente inspeccionado y registrado en el formato de inspección.

El grado de daño por fisuras en una dirección en las losas se describe a continuación:

Tabla 44 Grado de daño por fisuras en una dirección

GRADO DE DAÑO	DESCRIPCION
1	No se observan fisuras
2	El ancho de las fisuras es menor a 0.2mm en intervalos de mas de 1.00m
3	El ancho de las fisuras es mayor a 0.2mm en intervalos de mas de 1.00m
4	El ancho de las fisuras es mayor a 0.2mm en intervalos de mas de 1.00m y 0.50m
5	El ancho de las fisuras es mayor a 0.2mm en intervalos de menos de 0.50m

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 80

- **Fisuras en dos direcciones**

La fatiga provocada por la repetición de las cargas vivas es la causa principal de las fisuras en dos direcciones, la extensión y el patrón de la malla de la grieta en el elemento deben ser cuidadosamente inspeccionados, ya que es una de las señales más claras del deterioro de la losa de concreto.

El grado de daño por fisuras en dos direcciones en las losas se describe a continuación:

Tabla 45 Grado de daño por fisuras en dos direcciones

GRADO DE DAÑO	DESCRIPCION
1	No se observan fisuras
3	El ancho de las fisuras es menor a 0.2mm en intervalos mayores de 0.50m
4	El ancho de las fisuras es mayor a 0.2mm en intervalos menores a 0.50m.
5	El ancho de las fisuras es mayor a 0.2mm y el concreto de esta descascarando

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 81

- **Descascaramiento.**

Para la evaluación del grado de daño por descascaramiento refiérase a la tabla 33 que se detalló anteriormente.

- **Acero de refuerzo expuesto.**

Para la evaluación del grado de daño de acero de refuerzo expuesto refiérase a la tabla 32 que se detalló anteriormente.

- **Nidos de piedra.**

Para la evaluación del grado de daño provocado por nidos de piedra refiérase a la tabla 34 que se detalló anteriormente.

- **Eflorescencia.**

La eflorescencia es una mancha blanca que se forma en el concreto por causa del cloruro de calcio que es traído a la superficie del concreto por el agua. La eflorescencia indica que las fisuras son profundas y que han penetrado a través de la losa, a continuación se muestra en la tabla el grado de daño.

Tabla 46 Grado de daño por eflorescencia

GRADO DE DAÑO	DESCRIPCION
1	No se observan eflorescencia
2	Se observa manchas blancas en la superficie de concreto.
3	Se observa eflorescencia en menos de la mitad del area del elemento.
4	Se observan eflorescencia en más de la mitad del área del elemento.
5	Se observan estalactitas en muchos lugares causadas por el cloruro de calcio.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 82

- **Faltante o ausencia**

Para la evaluación del grado de daño por la falta o ausencia del elemento refiérase a la tabla 36 que se detalló anteriormente.

- **Losa**

La losa de un puente están sujetos daños causados por: el tráfico, condiciones climáticas; además de las deficiencias de diseño y construcción, como un recubrimiento insuficiente, remoción del encofrado antes de tiempo, una mezcla de concreto pobre, una vibración inapropiada, todos estos factores pueden contribuir al deterioro del puente.

- **Fisuras en una dirección**

Refiérase a la tabla 44 para la evaluación del grado de daño de fisuras en una dirección.

- **Fisuras en dos direcciones**

Refiérase a la tabla 45 para la evaluación del grado de daño de fisuras en dos direcciones.

- **Descascaramiento.**

Refiérase a la tabla 33 para la evaluación del grado de daño de descascaramiento en el concreto.

- **Acero de refuerzo expuesto**

Refiérase a la tabla 32 para la evaluación del grado de acero de refuerzo expuesto.

- **Nidos de piedra**

Refiérase a la tabla 34 para la evaluación del grado de nidos de piedra.

- **Eflorescencia**

Refiérase a la tabla 46 para la evaluación del grado de daño por eflorescencia.

- **Viga principal**

Los daños o deterioros en la viga principal de concreto son similares a los de la losa de concreto.

- **Fisuras en una dirección**

Las fisuras de flexión son perpendiculares al refuerzo longitudinal y comienzan en la zona de máxima tensión. En la mitad del tramo de las vigas de concreto, las fisuras de flexión se pueden encontrar algunas veces en la parte inferior de los miembros. Las fisuras debido al esfuerzo cortante son fisuras diagonales que usualmente ocurren en el alma de la viga. Estas fisuras estructurales son usualmente fisuras en una dirección. Refiérase a la tabla 44 para la evaluación del grado de daño de fisuras en una dirección.

- **Fisuras en dos direcciones**

En la viga principal de concreto muchas veces casi no se observan fisuras en dos direcciones. Refiérase a la tabla 45 para la evaluación del grado de daño de fisuras en dos direcciones.

- **Descascaramiento**

Referirse a la tabla 33 de grado de daño en el concreto debido al descascaramiento.

- **Acero de refuerzo expuesto.**

Refiérase a la tabla 32 para la evaluación del grado de daño del acero de refuerzo expuesto.

- **Nidos de piedra.**

Refiérase a la tabla 34 para la evaluación del grado de daño de los nidos de piedra y cavidades.

- **Eflorescencia.**

Refiérase a la tabla 46 para la evaluación del grado de daño de la eflorescencia.

- **Vigas secundarias (diafragmas).**

La evaluación del grado de daño de la viga diafragma de concreto es la misma que la de la viga principal de concreto. Ver literal de (vigas Principal)

- **Apoyos del puente.**

La causa principal de daños en los apoyos es el movimiento de la tierra.

➢ **Rotura de pernos.**

El perno se lo utiliza para asegurar sobre la estructura en posición fija el apoyo del puente, es una pieza de metal enroscado y ubicado con una tuerca y una arandela en un extremo.

Tabla 47 Grado de daño por rotura del perno de anclaje

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan daños en el perno del anclaje
2	La tuerca no se encuentra en su posición original
3	El perno de anclaje está deformado.
4	El perno de anclaje se desplazó más de 5cm.
5	El perno de anclaje está completamente cortado.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 86

➢ **Deformación del apoyo.**

Tabla 48 Grado de daño por deformación del apoyo

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observan deformaciones.
2	Se observa una ligera deformación.
3	Se observan deformaciones pero todavía funciona.
4	El apoyo está considerablemente deformado y deberá ser reemplazado.
5	El apoyo está completamente deforme y no funciona como apoyo.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 86

➢ **Inclinación**

Tabla 49 Grado de daño por inclinación del apoyo

GRADO DE DAÑO	DESCRIPCION
1	No se observa ninguna inclinación
3	Ligeramente inclinada
5	Esta considerablemente inclinado y no tiene función como apoyo

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 86

- **Desplazamiento.**

Tabla 50 Grado de daño por inclinación del apoyo

GRADO DE DAÑO	DESCRIPCION
1	No hay desplazamiento en el apoyo
3	El apoyo esta ligeramente desplazado
5	El apoyo se deplazo mas de 0.05m de su posición original

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 87

- **Viga cabezal y aletones del estribo.**

Los procedimientos de inspección para la viga cabezal y los aletones son los siguientes.

- **Fisuras en una dirección.**

Refiérase a la tabla 44 para la evaluación del grado de daño de fisuras en una dirección.

- **Fisuras en dos direcciones.**

Refiérase a la tabla 45 para la evaluación del grado de daño de fisuras en dos direcciones.

- **Descascaramiento.**

Refiérase a la tabla 33 para la evaluación del grado de daño de descascaramiento en el concreto.

- **Acero de refuerzo expuesto.**

Refiérase a la tabla 32 para la evaluación del grado del acero de refuerzo expuesto.

- **Nidos de piedra.**

Refiérase a la tabla 34 para la evaluación del grado de los nidos de piedra.

- **Eflorescencia.**

Refiérase a la tabla 46 para la evaluación del grado de daño de la eflorescencia.

- **Protección del talud.**

El problema principal de los aletones no es la deficiencia estructural de éstos, sino más bien el colapso del relleno de aproximación cerca de los aletones como se muestra en la

ilustración 40. El inspector debe inspeccionar cuidadosamente el colapso del relleno de aproximación cerca del aletón para identificar correctamente el daño que provoca el talud.

Ilustración 40 Relleno de aproximación

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 87

Tabla 51 Grado de daño por protección del talud

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No hay daños en el talud del relleno de aproximación
3	El talud del relleno de aproximación colapsó ligeramente
5	El colapso del talud reduce al ancho de la vía.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 90

- **Cuerpo principal del estribo.**

Los problemas más comunes que se pueden observar en el estribo son: socavación, falla del material de construcción y desplazamiento. El principal material de construcción para el estribo es el concreto; los tipos de fallas del estribo de concreto son similares a las de la viga de concreto.

- **Fisuras en una dirección.**

Refiérase a la tabla 44 para la evaluación del grado de daño de fisuras en una dirección.

- **Fisuras en dos direcciones.**

Refiérase a la tabla 45 para la evaluación del grado de daño de fisuras en dos direcciones.

- **Descascaramiento.**

Refiérase a la tabla 33 para la evaluación del grado de daño de descascaramiento en el concreto.

- **Acero de refuerzo expuesto.**

Refiérase a la tabla 32 para la evaluación del grado del acero de refuerzo expuesto.

- **Nidos de piedra.**

Refiérase a la tabla 34 para la evaluación del grado de los nidos de piedra.

- **Eflorescencia.**

Refiérase a la tabla 46 para la evaluación del grado de daño de la eflorescencia.

- **Inclinación.**

La inclinación del estribo incluye el movimiento de la estructura lateral, vertical o rotacional; las causas principales de la inclinación del estribo son la falla del talud, la filtración de agua y los sismos.

Tabla 52 Grado de daño por inclinación del estribo

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa movimiento.
3	Se confirma visualmente el movimiento ligero.
5	La inclinación es notable.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 90

- **Socavación en la fundación.**

La socavación es la erosión de material causada por el movimiento de agua, la socavación puede causar desgaste en el material de relleno en el estribo por la filtración de agua. En la siguiente tabla se describe el grado de daño por socavación en la fundación del estribo.

Tabla 53 Grado de daño por socavación en la fundación

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa socavación.
3	Se observa socavación pero no se extiende a la fundación.
5	Aparece socavación por la fundación

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 90

- **Viga cabezal o martillo de la pila.**

Los problemas más comunes observados durante la inspección para el martillo de una pila son la falla en los materiales de construcción. La evaluación del grado de daño es igual a la mencionada para la viga de concreto.

- **Fisuras en una dirección**

Refiérase a la tabla 44 para la evaluación del grado de daño de fisuras en una dirección.

- **Fisuras en dos direcciones**

Refiérase a la tabla 45 para la evaluación del grado de daño de fisuras en dos direcciones.

- **Descascaramiento**

Refiérase a la tabla 33 para la evaluación del grado de daño de descascaramiento en el concreto.

- **Acero de refuerzo expuesto.**

Refiérase a la tabla 32 para la evaluación del grado del acero de refuerzo expuesto.

- **Nidos de piedra**

Refiérase a la tabla 33 para la evaluación del grado de los nidos de piedra.

- **Eflorescencia**

Refiérase a la tabla 46 para la evaluación del grado de daño de la eflorescencia.

- **Cuerpo principal de la pila**

Los problemas más comunes observados durante la inspección del cuerpo principal de la pila son el deterioro en el material de construcción, la inclinación y la socavación. El material principal para la construcción de la pila es el concreto y los tipos de deterioro son similares a los citados para la viga de concreto.

- **Fisuras en una dirección.**

Refiérase a la tabla 44 para la evaluación del grado de daño de fisuras en una dirección.

- **Fisuras en dos direcciones.**

Refiérase a la tabla 45 para la evaluación del grado de daño de fisuras en dos direcciones.

- **Descascaramiento.**

Refiérase a la tabla 33 para la evaluación del grado de daño de descascaramiento en el concreto.

- **Acero de refuerzo expuesto.**

Refiérase a la tabla 32 para la evaluación del grado del acero de refuerzo expuesto.

- **Nidos de piedra.**

Refiérase a la tabla 34 para la evaluación del grado de los nidos de piedra.

- **Eflorescencia.**

Refiérase a la tabla 46 para la evaluación del grado de daño de la eflorescencia.

- **Inclinación.**

La inspección para la inclinación de la pila debe incluir la verificación de la alineación de la baranda del puente. Si la inclinación de la pila es notable, el registro del daño deberá ser de cinco sin importar el grado de inclinación. Refiérase a la tabla 108 para la evaluación del grado de daño por inclinación.

- **Socavación en la fundación.**

Generalmente las fundaciones se encuentran completamente enterradas y por lo tanto no pueden ser inspeccionadas visualmente. Sin embargo, las fundaciones que están expuestas debido a la erosión del suelo u otros factores deben ser inspeccionadas. En la siguiente tabla se describe el grado de daño por socavación en la fundación de la pila.

Tabla 54 Grado de daño por socavación en la fundación de la pila

GRADO DEL DAÑO	DESCRIPCIÓN
1	No se observa socavación.
3	Se observa socavación pero no se extiende a la fundación.
5	Aparece socavación por la fundación.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 93

2.1.9. Calificación de condición general del puente

Se considerará la calificación máxima a cada uno de los elementos constitutivos del puente si el elemento se encuentra totalmente destruido, por lo que no se puede realizar una inspección al elemento, los valores de mayor grado de daño se encuentran detallados en la siguiente tabla:

Tabla 55.- Calificación de la condición general del puente tipo losa

ELEMENTOS	CALIFICACIÓN MÁXIMA
1.CARPETA DE RODADURA	30
2.BARANDA (ACERO)	25
3.BARANDA (CONCRETO)	30
4.JUNTA DE EXPANSIÓN	25
5. DRENAJE	25
6. ACERAS	35
7.LOSA	35
8.VIGA PRINCIPAL	30
9. VIGAS SECUNDARIAS (DIAFRAGMAS)	30
10. APOYOS	20
11. VIGA CABEZAL Y ALETONES (ESTRIBO MARGEN DERECHO)	35
12. VIGA CABEZAL Y ALETONES (ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO)	35
13. ESTRIBO MARGEN DERECHO	40
14. ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO	40
15. VIGA CABEZAL O MARTILLO (PILA)	30
16.PILA (CUERPO PRINCIPAL)	40

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 94

Luego de otorgar una calificación a los elementos primarios y secundarios del puente mediante la sumatoria de los daños del: FORMATO 02.- GRADO DE DAÑOS DE LA INSPECCIÓN DE PUENTES**,** se le otorgará una calificación general al puente y para ello debemos guiarnos en las siguientes tablas que corresponden a calificación de la condición general del puente tipo losa y calificación de la condición general del puente tipo losa sobre vigas:

Tabla 56.- Calificación de la condición general del puente tipo losa

	Calificación	**Sumatoria de grado de daño.**	**Descripción de la condición.**
MUY BUENO	1	≤ 34 E. secundarios	No se observa problemas.
BUENO	2	≤ 80 E. secundarios	Fallas menores en elementos secundarios.
	3	≤ 125 E. secundarios	Hay problemas en algunos elementos secundarios, muestran deterioro de mediana importancia.
REGULAR	4	≤ 170 E. secundarios	Los elementos primarios están en buen estado, pero algunos secundarios muestran importante deterioro.
	5	>41 y ≤68 E. primarios (sin pilas >55 y ≤92 E. primarios (con pilas)	Fallas de poca importancia en elementos primarios.
MALO	6	≤95 E. primarios (sin pilas) ≤128 E. primarios (con pilas)	Fallas menores en elementos primarios.
	7	≤123 E. primarios (sin pilas) ≤165 E. primarios (con pilas)	Fallas que no comprometen la funcionalidad segura del puente pero que deben tener su correcto mantenimiento.
MUY MALO	8	≤150 E. primarios (sin pilas) ≤202 E. primarios (con pilas)	Fallas graves en elementos primarios. -Se debe realizar un mantenimiento inmediato para evitar un daño avanzado.
	9	≤178 E. primarios (sin pilas) ≤238 E. primarios (con pilas)	Avanzado deterioro de los elementos estructurales primarios. -Conviene cerrar el puente a menos que este sea monitoreado.
ÉSIMO	10	≤205 E. primarios (sin pilas) ≤275 E. primarios (con pilas)	Gran deterioro o pérdida de sección presente en elementos estructurales críticos. - El puente se cierra al tráfico pero con acciones correctivas se puede restablecer el tránsito de unidades ligeras.

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 95

Tabla 57.- Calificación de la condición general del puente tipo losa sobre vigas

	Calificacion	Sumatoria de grado de daño	Descripcion de la condicion
MUY BUENO	1	≤ 34 E.secundarios	no se observa problemas
BUENO	2	≤ 80 E. secundarios	Fallas menores en elementos secundarios
	3	≤ 125 E. secundarios	hay prblemas en algunos elementos secundarios muestra deterioro de mediana importancia
REGULAR	4	≤ 170 E. secundarios	Los elementos primarios estan en buen estado, pero algunos secundarios muestran importante deterioro
	5	> 53 ≤ 90 E. primarios(sin pilas) > 67 ≤ 110 E. primarios(con pilas)	fallas de poca importancia en elementos primarios
MALO	6	≤ 125 E. primarios(sin pilas) ≤ 155 E. primarios(con pilas)	fallas menores en elementos primarios
	7	≤ 160 E. primarios(sin pilas) ≤ 245 E. primarios(con pilas)	Fallas que no comprometen la funcionalidad segura del puente pero que deben tener su corecto mantenimiento
MUY MALO	8	≤ 195 E. primarios(sin pilas) ≤ 245 E. primarios(con pilas)	Fallas graves en elementos primarios. Se debe realizar un mantenimiento inmediato para evitar un daño avanzado.
	9	≤ 230 E. primarios(sin pilas) ≤ 290 E. primarios(con pilas)	Avanzado deterioro de los elementos estructurales primarios. -Conviene cerrar el puente a menos que este sea monitoriado.
PESIMO	10	≤ 265 E. primarios(sin pilas) ≤ 335 E. primarios(con pilas)	Gran deterioro o perdida de seccion presente en elementos estructurales primarios. -El puente se cierra al trafico pero con acciones correctivas se puede restablecer el transito de unidades ligeras

Fuente: Ortiz Valencia, A. C., & Sánchez Buenaño, L. M. (2014). Tesis de pregrado Cap. III. p. 96

2.2. Método AASHTO Standard.

2.2.1. Diseño de tablero.

Determinación del ancho de vigas.

Este método da valores dentro de un rango de 0,30 ≤ b ≥ 0,50 cm, entre los cuales se deberá escoger un b asumido.

Espaciamiento entre vigas.

Calculado en base a la fórmula dada en la norma AASHTO STANDARD cap. 3:

$$S = \frac{ANCHO\ TOTAL\ TABLERO}{\#\ VIGAS}$$

$\boldsymbol{S^* = S - b_{asumido}}$ **;** Y se ubica dentro del rango **1.80 m<= S <=3.00 m**

Espesor de losa.

La AASHTO Standard recomienda utilizar los siguientes espesores y alturas mínimas para empezar el pre-dimensionamiento.

$$t = \frac{S\ o\ S^* + 3.05}{30} \geq 0.17m$$

Análisis de cargas de diseño.

Este análisis se lo efectúa por m2.

Carga muerta.

Comprende el peso propio de los elementos de la superestructura.
Cm= (P.p losa + P.p aceras + P.p carpeta se rodadura + P.p barandas) Ton/m

Momento de carga muerta.
Dado por la fórmula 5.6.6-1 perteneciente a las recomendaciones se la AASHTO STANDARD

$$M_{Cm} = \frac{Cm * \ (S \ o \ S^*)^2}{10}$$

Dado en las siguientes unidades: (ton-m)/m2.

Momento de carga viva.

La AASHTO Standard establece el uso de la ecuación 3.24.3.1

$$M_{Cm} = \left(\frac{S \ o \ S^* \ + 0.61}{9.75}\right) * 0.80 * P * I$$

Dónde:

I= valor de impacto calculado

P= Peso del camión tipo.

0.8= factor de continuidad.

Momento último.

Una vez obtenidos los valores de momento de carga muerta y momento de carga viva procedemos al cálculo del momento último

$$M_u = 1.3 * \left[M_{Cm} + \frac{5}{3} * \ M_{(Cv+I)}\right]$$

Condiciones de empotramiento.

Considera dos condiciones según la norma AASTHO Standard sección 3.24.5: las normales (caso 1) y las accidentales (caso 2).

2.2.2. Diseño de vigas por flexión.

Ancho efectivo de vigas.

La AASHTO recomienda tomar en cuenta para definir el ancho colaborante de las vigas:

$$B \leq \begin{bmatrix} \frac{L}{4} \\ 12t + b \\ S \end{bmatrix}$$

Para obtener el valor de B tomaremos el término menor de los tres propuestos.

Peralte mínimo.

Toma en cuenta el valor de la longitud total del puente

$$h_{min} = \left(\frac{L + 2.75}{18}\right) * 1.1$$

Estribo en voladizo de hormigón armado.

Longitudes de apoyo mínimas.

Después de un evento sísmico los apoyos de la superestructura con la subestructura sufren desplazamientos longitudinales y laterales.
Estos desplazamientos pueden ser grandes y podrían ocasionar un colapso de la superestructura, para ello las especificaciones AASHTO ESTANDAR establecen longitudes de apoyo mínimas que se muestran a continuación.

Tabla 58 Longitud de apoyo mínimo (N)

Categoría de Comportamiento Sísmico	Mínima longitud de Apoyo N (mm)
A y B	$N_{A,B}=(203+1.67*L+6.66*H)(1+0.000125S^2)$
C y D	$N_{C,D}=(305+2.5*L+10*H)(1+0.000125S^2)$

Fuente: AASHTO Standard(2)

Dónde: L = Longitud medida en el tablero en metros a la siguiente junta de expansión o al extremo del tablero del puente. Para articulaciones entre luces, L debe ser la suma de L1 + L2, correspondiente a las distancias a ambos lados de la junta. Para puentes de una sola luz, L es igual a la longitud del tablero.

H = Altura de la subestructura en metros. Para estribos, H es la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas o pilas, H es la altura de la pila o de la columna. Para juntas dentro de un tramo, H es la altura promedio entre dos columnas o pilares adyacentes. Para puentes simplemente apoyados, H = 0 m.

S = Angulo de esviaje de apoyo en grados (º), medido desde la línea normal al tramo.

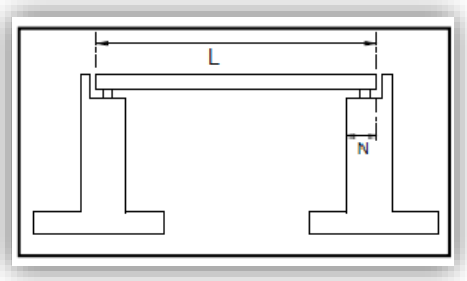


Ilustración 41 Longitud de apoyo mínimo (N) para puente de un vano

2.2.2.1. Pre-dimensionamiento del estribo.

Altura del cabezal.

La altura del cabezal se determina con la expresión:

Hc= Altura estructural (losa + viga + aparatos de apoyo).

Altura de la zapata.

La altura de la zapata está entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo.

$$Hz = \frac{H}{10} \; o \; \frac{H}{12}$$

Altura de la pantalla.

La altura de la pantalla se determina con la expresión:

$$Hp = H - Hz - Hc$$

Dónde: Hp= Altura de la pantalla del estribo en m;

H= Altura del estribo;

Hz= Altura de la zapata del estribo;

Hc= Altura del cabezal del estribo.

Ancho de la superficie de asiento.

El ancho de la superficie de asiento se determina con la Expresión:

$$b = N + j$$

Dónde: b= Acho superficie de asiento en m;

N= Longitud mínima de asiento por consideraciones sísmicas;

j= Ancho mínimo de la junta de dilatación.

Ancho del cabezal.

El ancho del cabezal está comprendido entre los valores siguientes:

$$tbw = 0{,}20\ o\ 0{,}30m$$

Ancho de la zapata.

El ancho de la zapata por lo general se selecciona entre los valores de:

$$B = 0{,}40H\ o\ 0{,}70H$$

Dónde: B= Ancho de la zapata del estribo en m;

H= Altura del estribo.

Ancho del dedo.

El ancho del dedo se determina con la expresión:

$$td = \frac{B}{3}$$

Dónde: td= Ancho del dedo del estribo en m;

B= Ancho de a zapata del estribo.

Ancho del talón.

El ancho del talón se determina con la expresión:

$$tt = B - td - tbw - b$$

Dónde: tt= Ancho del talón del estribo en m;

td= Ancho del dedo del estribo;

B= Ancho de la zapata del estribo;

tbw= Ancho del cabezal del estribo;

b= Ancho de la superficie del asiento.

Ancho del asiento de la pantalla.

La altura de la zapata está entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo.

$$tp = \frac{H}{12}\ o\ \frac{H}{10}$$

Dónde: tp= Ancho del asiento de la pantalla del estribo en m.

H = Altura del estribo.

Verificación de las condiciones de estabilidad del pre diseño.

El análisis de la estructura contempla la determinación de las fuerzas que actúan por encima de la base de fundación, tales como empuje de tierra, peso propio, peso de la tierra de relleno, cargas y sobrecargas con la finalidad de estudiar la estabilidad al volcamiento y deslizamiento, así como el valor de las presiones de contacto.

Los principios que rigen el análisis de estabilidad y resistencia de los estribos son comunes a los que gobiernan el análisis de los muros de contención en voladizo.

En general, el análisis de un estribo se efectúa tanto en el sentido transversal como longitudinal al eje del puente. Sin embargo, por ser tan grande la rigidez del estribo en el sentido transversal a la dirección del flujo del tránsito, los efectos producidos por las cargas en este sentido son comúnmente menos desfavorables, por lo cual es frecuente limitar el análisis al sentido longitudinal del estribo.

Estados de carga.

a. MURO SOLO:

1. Peso (Estribo + relleno) + Empuje de Tierras.
2. Estado 1 + Sismo.

b. MURO Y PUENTE

3. Estado 1 + Reacción de Carga Viva y Muerta del puente.
4. Estado 1 + Reacción de Carga Muerta y Sismo (Puente y Muro).
5. Estado 1 + Reacción de Carga Muerta y Carga Viva en el terraplén.

Factores de seguridad.

Los factores de seguridad son los siguientes mediante los criterios establecidos:

- Factor de seguridad asumido al deslizamiento FSD =1.50.
- Factor de seguridad asumido al volcamiento FSV=2.00.
- Esfuerzo admisible Tsuelo <= Tdiseño= Tadm/3.

Empuje de tierra del terraplén.

Se le conoce también como empuje de suelo, ya que todo volumen de tierra en contacto lateral con una estructura ejerce sobre ella cierta acción denominada Presión de Tierras

En el análisis de estribos, el problema consiste generalmente en estimar el empuje activo de terreno sobre el estribo y diseñarlo de tal manera que sea seguro ante las siguientes solicitaciones:

a. Volcamiento, respecto al pie de la fundación del estribo,
b. Deslizamiento de la base del estribo sobre el suelo de fundación.
c. Aplastamiento del material de fundación o sobrecarga de pilotes en el punto de máxima presión.
d. Esfuerzos máximos de corte y flexión generados en las secciones criticas del estribo.

Las Especificaciones AASHTO Estándar, establecen que las estructuras que retienen rellenos se diseñan para soportar las presiones calculadas por la ecuación de Rankine. Sin embargo, estas estructuras, se deben diseñar para una presión de fluido equivalente (masa) de al menos 30 lb/pie3, la teoría de Rankine se fundamenta en un caso particular de material no cohesivo y para el cual la teoría puede considerarse como exacta. Sin embargo para otro tipo de material la teoría puede utilizarse, aunque es solo aproximada.

2.3. Norma AASHTO LRFD-2010 "BRIDGE DESIGN SPECIFICATIONS" del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

General

El cambio más significativo que introdujo la norma AASHTO LRFD en el cálculo de estructuras de puentes es la utilización del método LRFD: Load and Resistance Factor Design, el cual corresponde a un método de estados límites últimos, que considera factores para cada carga y para cada resistencia nominal.

Otro aspecto importante que introdujo esta norma es la forma de combinar las cargas, ya que ésta considera algunos factores que van a cambiar el margen de seguridad del puente, dando una mayor confiabilidad a la estructura. Estos factores corresponden a coeficientes de ductilidad, redundancia e importancia de la estructura.

Esta norma, además, introdujo una nueva forma de combinar el modelo de carga vehicular, debido a que se establecen tres tipos de cargas vivas vehiculares: Camión de Diseño, Tándem de Diseño y Carga de Faja de Diseño.

En general, en este capítulo se muestran las disposiciones más importantes de la norma AASHTO LRFD (2010 del Ing. **Arturo Rodríguez Serquén**) que se utilizarán en el posterior diseño de las superestructuras de los modelos elegidos.

2.3.1. Cargas (AASHTO LRFD, sección 3.4.1)

Cargas Permanentes (AASHTO LRFD, sección 3.5)

Se distinguen dos grupos: Cargas Permanentes (AASHTO LRFD, sección 3.5.1) y Cargas de Suelo (AASHTO LRFD, sección 3.5.2).

Las cargas permanentes se subdividen en:

- DC: Carga permanente de componentes estructurales y accesorios no estructurales.
- DW: Carga permanente de superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos. Ç

Las cargas de suelo se subdividen en:

- EH: Empuje horizontal del suelo
- ES: Sobrecarga de suelo
- DD: Fricción Negativa
- EV: Presión Vertical del suelo de relleno

Tabla 59 Densidades

Tabla 3.5.1-1 Densidades

Material	Densidad (kg/m³)
Concreto	
Agregados de baja densidad y arena	1925
Normal, con f'c ≤ 357 kg/cm²	2320
Normal, con 357 < f'c ≤ 1071 kg/cm²	2240+2.29f'c
Armado	Densidad Concreto Simple+ 72 kg/m³
Superficies de rodamiento bituminosas	2250
Acero	7850
Hierro fundido	7200
Aleaciones de aluminio	2800
Arena, limo o arcilla compactados	1925
Arena, limo o grava sueltos	1600
Arcilla blanda	1600
Grava, macadan o balasto compactado a rodillo	2250
Madera dura	960
Madera blanda	800
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía	300 kg/m

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

Cargas Transitorias (AASHTO LRFD, sección 3.3.2)

Se definen las siguientes cargas transitorias:

- BR: Fuerza de frenado de vehículos
- CE: Fuerza centrífuga de vehículos

- CR: Creep o Fluencia Lenta
- CT: Fuerza de Colisión de un vehículo
- CV: Fuerza de Colisión de una embarcación
- EQ: Sismo
- R: Fricción
- IC: Carga de Hielo
- IM: Carga Dinámica
- LL: Carga Viva vehicular
- LS: Sobrecarga Viva
- PL: Carga Peatonal
- SE: Asentamiento
- SH: Contracción
- TG: Gradiente de Temperatura
- TU: Temperatura uniforme
- WA: Carga Hidráulica y Presión del flujo de agua
- WL: Viento sobre la Carga Vehicular
- WS: Viento sobre la Estructura

Las cargas a utilizar en esta memoria son:

- DC: Carga permanente de componentes estructurales
- DW: Carga permanente de superficies de rodamiento
- IM: Carga Dinámica
- LL: Carga Viva vehicular

2.3.1.1. Carga Viva (AASHTO LRFD, sección 3.6)

La carga viva vehicular consiste en el peso de las cargas en movimiento sobre el puente. Se tienen dos tipos: Vehicular (LL) y Peatonal (LP).

Carga peatonal (PL) (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.6)

La carga peatonal consiste en una carga de 0.0036 (MPa) que se aplica a todos los pasillos de más de 600(mm), y que se considera simultáneamente con la carga vehicular.
Los puentes utilizados solamente para tránsito peatonal y/o de bicicletas serán diseñados para una carga viva de 0.0041 (MPa)

Fuerzas sobre Sardineles (Art. 2.4.3.6.2)

Los sardineles se diseñarán para resistir una fuerza lateral no menor que 760 kg por metro de sardinel, aplicada en el tope del sardinel o a una elevación de 0.25 m sobre el tablero si el sardinel tuviera mayor altura.

Fuerza sobre Barandas (Art. 2.4.3.6.3)

PL-1 Primer nivel de importancia

Usado en estructuras cortas y de bajo nivel sobre puentes rurales y áreas donde el número de vehículos pesados es pequeño y las velocidades son reducidas.

PL-2 Segundo nivel de importancia

Usado en estructuras grandes y velocidades importantes en puentes urbanos y en áreas donde hay variedad de vehículos pesados y las velocidades son las máximas tolerables.

PL-3 Tercer nivel de importancia

Usado para autopistas con radios de curvatura reducidos, pendientes variables fuertes, un volumen alto de vehículos pesados y con velocidades máximas tolerables. Justificación específica de este tipo de lugar será hecho para usar este nivel de importancia.

Tabla 60 Fuerzas de diseño para barandas

Fuerzas de Diseño para Barandas (Tabla 2.4.3.6.3-1, Manual de Diseño de Puentes- Perú)

Designación de Fuerzas y Designaciones	Por niveles de importancia de Puentes		
	PL-1	PL-2	PL-3
F_t transversal (t)	12.3	24.5	52.6
F_l longitudinal (t)	4.1	8.2	17.6
F_v vertical abajo (t)	2.05	8.2	22.64
L_t y L_l (m)	1.22	1.07	2.44
L_v (m)	5.50	5.50	12.2
H_e mín (m)	0.51	0.81	1.02
Mínima altura del pasamano (m)	0.51	0.81	1.02

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

2.3.1.1.1. Carga Vehicular (LL) (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2)

El número de vías de transito que se debe fijar, es la parte entera del cociente:

$$\frac{w}{6.3}$$

Dónde: w: Ancho libre del camino, entre guardarruedas o entre defensas (m)

Para caminos con ancho entre 6.00 (m) y 7.20 (m), se considerarán dos vías de tránsito, cada una con la mitad del ancho.

Se definen tres tipos de cargas: Carga de Camión, Carga de Faja y Carga de Tándem. La carga vehicular total a utilizar es designada "Carga HL–93". Esta carga será la mayor solicitación proveniente de las combinaciones:

- Carga de Camión + Carga de faja (Utilizada en nuestro país)
- Carga de Tándem + Carga de Faja

Carga de Camión (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2.2):

El camión de diseño de la norma AASHTO LRFD es similar al camión HS 20-44 especificado en la norma Standard. Transversalmente, el ancho de vía de diseño es de 3.60 (*m)*, con una separación entre ejes de ruedas de 1,80 (*m)*, tal como se muestra en la siguiente figura:

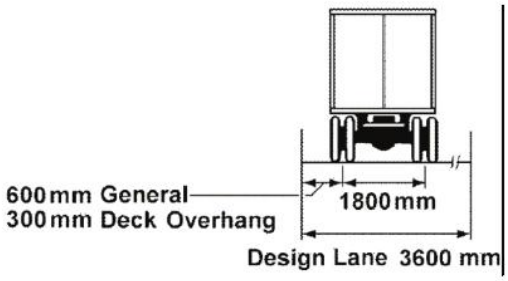


Ilustración 42 Sección transversal del camión de la norma AASHTO LRFD

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

En la dirección longitudinal se tiene una distancia de separación entre ejes de ruedas de 4.30 (m) y otra que varía entre 4.30 (m) y 9.00 (m), considerando la que provoque las máximas solicitaciones. Los dos últimos ejes reciben la mayor parte de la carga, 14,80 (T) en cada eje, y 3.57 (T) en su eje delantero, lo que se aprecia en la siguiente figura:

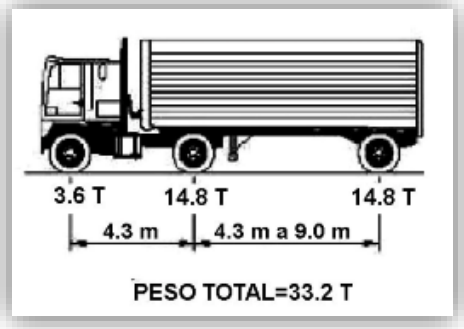


Ilustración 43 Sección longitudinal del camión de la norma AASHTO LRFD

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Máximo Momento De Flexión En Una Viga Simplemente Apoyada Para Un Tren De Cargas (Teorema de Barré)

Bisecando la distancia entre la resultante de un tren de cargas y la carga más próxima a ella, por un eje que pasa por el centro de luz, el máximo momento de flexión en una viga simplemente apoyada se encuentra casi siempre bajo la carga más próxima a la resultante. En caso de igualdad de distancias, se ubica bajo la carga más pesada. En efecto, en el tren de cargas mostrado, tomando momentos en el punto donde incide la carga P tenemos:

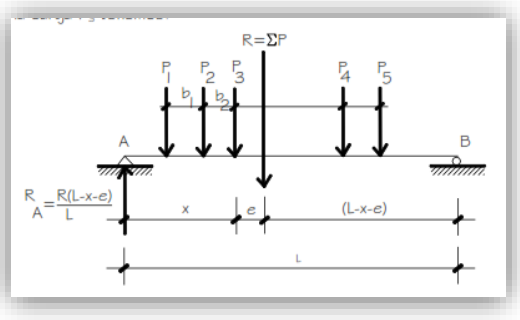


Ilustración 44 Tren de cargas
Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Tabla 61 Momentos y reacción máximos por carga HL-93(con IM=0.33)

MOMENTO (Tn-M)					REACCION (Tn)				
LUZ	X(m) punto de mon.Max	Camion o (1)=tandem	S/C EQUIV.	M(LL+IM)	LUZ	CAMION	TANDEM	S/C EQUIV.	V(LL+IM)
1	0,50	3,70	0,12	**5,04**	1	14,80	11,20	0,48	**20,16**
2	1,00	7,40	0,48	**10,32**	2	14,80	15,68	0,96	**21,81**
3	1,50	11,10	1,08	**15,84**	3	14,80	17,92	1,44	**25,27**
4	1,70	16,18	1,88	**23,40**	4	14,80	19,04	1,92	**27,24**
5	2,20	21,68	2,96	**31,80**	5	16,87	19,71	2,40	**28,62**
6	2,70	27,22	4,28	**40,47**	6	18,99	20,16	2,88	**29,69**
7	3,20	32,77	5,84	**49,42**	7	20,51	20,48	3,36	**30,64**
8	3,70	38,33	7,64	**58,62**	8	21,65	20,78	3,84	**32,63**
9	4,20	43,90	9,68	**68,07**	9	22,69	20,91	4,32	**34,50**
10	4,70	49,48	11,96	**77,77**	10	23,74	21,06	4,80	**36,37**
11	5,20	55,06	14,48	**87,71**	11	24,60	21,18	5,28	**38,00**
12	5,28	61,50	17,03	**98,83**	12	25,32	21,28	5,76	**39,43**
13	5,78	69,69	20,03	**112,72**	13	25,92	21,37	6,24	**40,72**
14	6,28	77,90	23,27	**126,87**	14	26,44	21,44	6,72	**41,89**
15	6,78	86,11	26,75	**141,28**	15	26,89	21,50	7,20	**42,97**
16	7,28	94,34	30,47	**155,94**	16	27,29	21,56	7,68	**43,97**
17	7,78	102,58	34,43	**170,85**	17	27,94	21,61	8,16	**44,91**
18	8,28	110,82	38,63	**186,02**	18	7,94	21,65	8,64	**45,81**
19	8,78	119,07	43,07	**201,43**	19	8,22	21,69	9,12	**46,65**
20	9,28	127,32	47,75	**217,09**	20	28,47	21,73	9,60	**47,47**
21	9,78	135,58	52,67	**232,99**	21	28,70	21,76	10,08	**48,24**
22	10,28	143,84	57,83	**249,14**	22	28,90	21,79	10,56	**49,00**
23	10,78	152,11	63,23	**265,53**	23	29,09	21,82	11,04	**49,73**
24	11,28	160,38	68,87	**282,17**	24	29,26	21,84	11,52	**50,43**
25	11,78	168,65	74,75	**299,05**	25	29,42	21,86	12,00	**51,80**
26	12,28	176,92	80,87	**316,17**	26	29,56	21,88	12,48	**52,46**
27	12,78	185,20	87,23	**333,54**	27	29,70	21,90	12,96	**52,46**
28	13,28	193,47	93,83	**351,15**	28	29,82	21,92	13,44	**53,10**
29	13,78	201,75	100,67	**369,00**	29	29,94	21,94	13,92	**53,74**
30	14,28	210,03	107,75	**387,09**	30	30,05	21,95	14,40	**54,36**
31	14,78	218,31	115,07	**405,42**	31	30,15	21,97	14,88	**54,98**
32	15,28	226,60	122,63	**424,00**	32	30,24	21,98	15,36	**55,58**
33	15,78	234,88	130,43	**442,82**	33	30,33	21,99	15,84	**56,78**
34	16,28	243,16	138,47	**461,87**	34	30,42	22,00	16,32	**56,78**
35	16,78	251,45	146,75	**481,17**	35	30,50	22,02	16,80	**57,36**
36	17,28	259,73	155,27	**500,71**	36	30,57	22,03	17,28	**57,94**
37	17,78	268,02	164,03	**520,50**	37	30,64	22,04	17,76	**58,52**
38	18,28	276,31	173,03	**540,52**	38	30,71	22,05	18,24	**59,09**
39	18,78	284,60	182,27	**560,78**	39	30,77	22,06	18,72	**59,65**
40	19,28	292,89	191,75	**581,29**	40	30,84	22,06	19,20	**60,21**
41	19,78	301,18	201,47	**602,03**	41	30,89	22,07	19,68	**60,77**
42	20,28	309,47	211,43	**623,02**	42	30,95	22,08	20,16	**61,32**
43	20,78	317,76	221,43	**644,24**	43	31,00	22,09	20,64	**61,87**
44	21,28	326,05	232,07	**665,71**	44	31,05	22,09	21,12	**62,42**
45	21,78	334,34	242,75	**687,42**	45	31,10	22,10	21,60	**62,96**
46	22,28	342,63	253,67	**709,36**	46	31,14	22,11	22,08	**63,50**
47	22,78	350,92	264,83	**731,55**	47	31,19	22,11	22,56	**64,04**
48	23,28	359,21	276,23	**753,98**	48	31,23	22,12	23,04	**64,57**
49	23,78	367,51	287,87	**776,65**	49	31,27	22,13	23,52	**65,11**
50	24,28	375,80	299,75	**799,56**	50	31,31	22,13	24,00	**65,64**

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

Carga de Tándem (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2.3):

El Tándem de diseño consiste en un par de ejes de carga igual a 11.22 (T) espaciados longitudinalmente a 1.2 (m). El espaciamiento transversal de ruedas será de 1.8 (m).

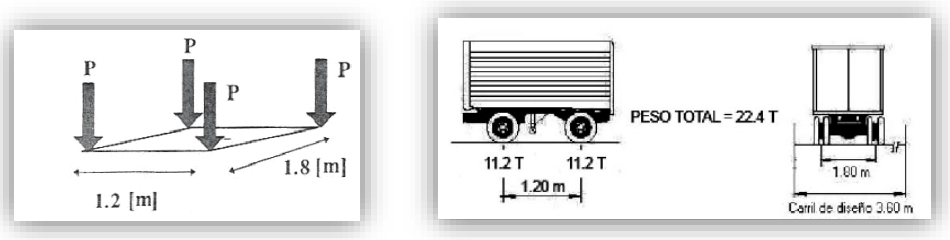


Ilustración 45 Carga de tándem

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

Carga de faja (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.2.4)

La carga de faja consiste en una carga de 0.96 $(\frac{T}{m})$, distribuida uniformemente en la dirección longitudinal.

Transversalmente, la carga de faja se asume uniformemente distribuida sobre un ancho de 3 (m)

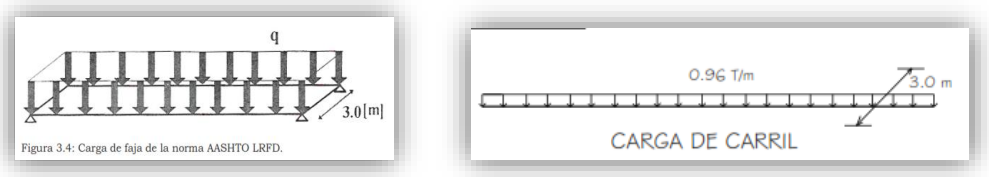


Ilustración 46 carga de faja

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

NOTAS

- La sobrecarga vehicular de diseño es considerada como una combinación de: Camión de diseño o tandem de diseño + Carga de carril de diseño.
- Para momento negativo entre puntos de contraflexión bajo carga uniforme, así como en la reacción de pilares interiores se considera: 90 por ciento de la solicitación debida a dos camiones de diseño separados como mínimo 15 m entre el eje delantero de un camión y el eje trasero del otro, combinada con 90 por ciento de la solicitación debida a la carga del carril de diseño.

Carga de fatiga (AASHTO LRFD, sección 3.6.1.4)

La carga móvil de fatiga consiste en un camión igual al establecido en el artículo 3.4.2.1.2 de la presente tesis, solo que con un espaciamiento fijo de 9,0 (*m)* entre ejes de peso igual a 14.8 (*T)*

Tabla 62 Factor de presencia múltiple

Tabla 3.6.1.1.2-1 Factor de Presencia Múltiple

Número de carriles cargados	Factor de presencia múltiple, *m*
1	1.20
2	1.00
3	0.85
>3	0.65

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Carga dinámica admisible IM (AASHTO LRFD, sección 3.6.2)

Los efectos estáticos del camión o tándem de diseño serán aumentados en el porcentaje especificado en la Tabla 3.1.

Tabla 63 Carga dinámica admisible (AASHTO LRFD, Tabla 3.6.2.1-1)

Tabla 3.1: Carga dinámica admisible (AASHTO LRFD, Tabla 3.6.2.1-1)

Componentes	IM (%)
Juntas de losa – Todos los estados limites	75
- Todos los demás componentes	
• Estado limite de fatiga y fractura	15
• Todos los demás estados limites	33

El factor que se aplicara a la carga estática será: $C_i = (1 + \frac{IM}{100})$

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

Nota.- No se aplica a cargas peatonales ni a cargas de carril de diseño. Tampoco en muros de sostenimiento no solicitados por reacciones verticales de la superestructura ni en componentes de fundaciones que estén completamente por debajo del nivel del terreno.

En caso de componentes enterrados como en el caso de alcantarillas, el porcentaje se deberá tomar como:

$$IM = 33(1.00 - 4.10D) \geq 0\%$$

Siendo D = profundidad mínima de la cubierta de tierra sobre la estructura (m).

- **Fuerzas centrífugas: ce (art. 3.6.3)**

Se toman como el producto entre los pesos por eje del camión o tandem de diseño y el factor C, dado por:

$$C = 0.0105\frac{V^2}{R} \quad (3.6.3\text{-}1)$$

Siendo:

V = velocidad de diseño de la carretera (km/h)

R = radio de curvatura del carril de circulación (m)

Las fuerzas centrífugas se aplican horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la calzada. Se deben aplicar además los factores de presencia múltiple.

- **Fuerza de frenado: br (art. 3.6.4)**

Se toma como el mayor valor de:

• 25 por ciento de los pesos por eje del camión o tandem de diseño

• 5 por ciento del camión o tandem de diseño más la carga de carril

La fuerza de frenado se debe ubicar en todos los carriles de diseño que se consideren cargados y que transporten tráfico en la misma dirección. Se aplicarán los factores de presencia múltiple. Se asumirá que estas fuerzas actúan horizontalmente a una distancia de 1.80 m sobre la superficie de la calzada.

2.3.2. Combinaciones y factores de carga (Art. 3.4)

La solicitación mayorada total se tomará como:

$$Q = \sum \eta\ \gamma\ Q$$

Dónde: η = modificador de las cargas

Q = solicitación

γ = factor de carga

Estados Límites:

- RESISTENCIA I – Combinación básica de cargas que representa el uso vehicular normal del puente, sin viento.

- RESISTENCIA II – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos de diseño especiales especificados por el propietario, vehículos de circulación restringida, o ambos, sin viento.
- RESISTENCIA III – Combinación de cargas que representa el puente expuesto a vientos de velocidades superiores a 90 km/h.
- RESISTENCIA IV – Combinación de cargas que representa relaciones muy elevadas entre las solicitaciones provocadas por las cargas permanentes y las provocadas por las sobrecargas.
- RESISTENCIA V – Combinación de cargas que representa el uso del puente por parte de vehículos normales con una velocidad del viento de 90 km/h.
- EVENTO EXTREMO I – Combinación de cargas que incluye sismos.
- EVENTO EXTREMO II – Combinación de cargas que incluye carga de hielo, colisión de embarcaciones y vehículos, y ciertos eventos hidráulicos con una sobrecarga reducida diferente a la que forma parte de la carga de colisión de vehículos, CT.
- SERVICIO I – Combinación de cargas que representa la operación normal del puente con un viento de 90 km/h, tomando todas las cargas a sus valores normales.
- SERVICIO II – Combinación de cargas cuya intención es controlar la fluencia de las estructuras de acero y el resbalamiento que provoca la sobrecarga vehicular en las conexiones de resbalamiento crítico, conexiones de resbalamiento crítico.
- SERVICIO III – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en superestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- SERVICIO IV – Combinación de cargas relacionada exclusivamente con la tracción en subestructuras de hormigón pretensado, cuyo objetivo es controlar la fisuración.
- FATIGA – Combinación de cargas de fatiga y fractura que se relacionan con la sobrecarga gravitatoria vehicular respectiva y las respuestas dinámicas bajo un único camión de diseño.

El Diseño por Factores de Carga y Resistencia (LRFD) requiere satisfacer la siguiente ecuación:

$$\sum \eta \ \gamma \ \mathrm{Q} \ \leq \phi \ R_n = \ R_r$$

Para cargas para las cuales un valor máximo de γ es apropiado:

$$\eta = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0.95$$

Para cargas para las cuales un valor mínimo de es apropiado:

$$\eta = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_I} \leq 1.00$$

Siendo: γ = factor de carga

ϕ= factor de resistencia

η = factor de modificación de las cargas

η_D= factor relacionado con la ductilidad

η_R= factor relacionado con la redundancia

η_I = Factor relacionado con la importancia operativa

Q = solicitación

R r = resistencia nominal

Rn= resistencia mayorada = ϕ Rn

Ductilidad.

El sistema estructural de un puente se debe dimensionar y detallar de manera de asegurar el desarrollo de deformaciones inelásticas significativas y visibles en los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos antes de la falla.

Para el estado límite de resistencia:

$n_D \geq 1.05$ para elementos y conexiones no dúctiles

n_D= 1.00 para diseños y detalles convencionales

$n_D \geq 0.95$ para elementos y conexiones para los cuales se han especificado medidas adicionales para mejorar la ductilidad más allá de lo requerido por las Especificaciones.

Para todos los demás estados límites: n_D = 1.00

Redundancia.

A menos que existan motivos justificados para evitarlas se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de cargas.

Los principales elementos y componentes cuya falla se anticipa provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla crítica y el sistema estructural asociado como sistema no redundante.

Los elementos y componentes cuya falla se anticipa no provocará el colapso del puente se deben diseñar como elementos de falla no crítica y el sistema estructural asociado como sistema redundante.

Para el estado límite de resistencia:

$n_R \geq 1.05$ para elementos no redundantes

$n_R = 1.00$ para niveles convencionales de redundancia

$n_R \geq 0.95$ para niveles excepcionales de redundancia

Para todos los demás estados límites: $n_R = 1.00$

Importancia Operativa.

Aplicable exclusivamente a los estados límites de resistencia y correspondientes a eventos extremos.

Para el estado límite de resistencia:

$n_I \geq 1.05$ para puentes importantes

$n_I = 1.00$ para puentes típicos

$n_I \geq 0.95$ para puentes de relativamente poca importancia

Para todos los demás estados límites: $n_I = 1.00$

Tabla 64 Combinación de cargas y factores de cargas

Combinación de Cargas / Estado Límite	DC DD DW EH EV ES EL	LL IM CE BR PL LS	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Usar sólo uno por vez: EQ	IC	CT	CV
RESISTENCIA I (a menos que se especifique lo contrario)	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA II	γ_p	1,35	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA III	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
RESISTENCIA IV – Sólo *EH, EV, ES, DW, DC*	γ_p 1,5	-	1,00	-	-	1,00	0,50/1,20	-	-	-	-	-	-
RESISTENCIA V	γ_p	1,35	1,00	0,40	1,0	1,00	0,50/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
EVENTO EXTREMO I	γ_p	γ_{EQ}	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	-	-	-
EVENTO EXTREMO II	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	-	1,00	1,00	1,00
SERVICIO I	1,00	1,00	1,00	0,30	1,0	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO II	1,00	1,30	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	-	-	-	-	-	-
SERVICIO III	1,00	0,80	1,00	-	-	1,00	1,00/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-	-
SERVICIO IV	1,00	-	1,00	0,70	-	1,00	1,00/1,20	-	1,0	-	-	-	-
FATIGA - Sólo *LL, IM* y *CE*	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Tabla 65 Factores de cargas permanentes

Tipo de carga	Factor de Carga	
	Máximo	Mínimo
DC: Elemento y accesorios	1,25	0,90
DC: Sólo Resistencia IV	1,50	0,90
DD: Fricción negativa (downdrag): Pilotes, Método Tomlinson α	1,40	0,25
Pilotes, Método λ	1,05	0,30
Ejes perforados, Método O'Neill and Reese (1999)	1,25	0,35
DW: Superficies de rodamiento e instalaciones para servicios públicos	1,50	0,65
EH: Empuje horizontal del suelo		
• Activo	1,50	0,90
• En reposo	1,35	0,90
EL: Tensiones residuales de montaje	1,00	1,00
EV: Empuje vertical del suelo		
• Estabilidad global	1,00	N/A
• Muros de sostenimiento y estribos	1,35	1,00
• Estructura rígida enterrada	1,30	0,90
• Marcos rígidos	1,35	0,90
• Estructuras flexibles enterradas u otras, excepto alcantarillas metálicas rectangulares	1,95	0,90
• Alcantarillas metálicas rectangulares flexibles	1,50	0,90
ES: Sobrecarga de suelo	1,50	0,75

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Notas:

- El mayor de los dos valores especificados para los factores de carga a aplicar a TU, CR y SH se deberá utilizar para las deformaciones, y el menor valor se deberá utilizar para todas las demás solicitaciones.
- El factor de carga para sobrecarga γ en la combinación de Evento Extremo I se deberá determinar en base a las características específicas de cada proyecto. En ediciones anteriores de AASHTO se usaba $\gamma_{EQ} = 0$, y aunque este tema no ha sido resuelto, se debería considerar la posibilidad de sobrecarga parcial con sismos, es decir $\gamma_{EQ} \leq 1$, siendo razonable $\gamma_{EQ} = 5$ para un amplio rango de valores de tráfico.
- Los factores de carga γ_{TG} y γ_{SE} se deben adoptar en base a las características específicas de cada proyecto. γ_{TG} se puede tomar si no hay información: 0.0 en estados límites de resistencia y evento extremo, 1.0 en estado límite de servicio cuando no se considera la sobrecarga, y 0.50 en el estado límite de servicio cuando se considera la sobrecarga.

2.3.3. Superestructuras De Puentes

Generalidades

Puentes de Concreto Armado

Los puentes de concreto armado tipo losa de un tramo resultan económicos en tramos cortos, cuando las luces no exceden 12m. Los puentes losa cuando son continuos con tramos extremos de hasta 10.5m, son mejor proporcionados cuando la relación de tramo interior a tramo exterior es 1.26 para cargas y esfuerzos usuales; cuando el tramo exterior va de 10.5m a 15m, la relación adecuada es 1.31.

Los puentes de vigas T simplemente apoyados en cambio se usan en luces de hasta 24m. Los puentes de vigas continuas son mejor proporcionados cuando los tramos interiores presentan una longitud 1.3 a 1.4 veces la longitud de los tramos extremos En puentes viga, con tramos exteriores de 10.5m a más, la relación sugerida es de 1.37 a 1.40.

En un puente de vigas continuas bien diseñado, el peralte de las secciones sigue de cerca las necesidades de momento, variando desde un mínimo en el centro hasta un máximo en los apoyos. En tales casos, el efecto de la carga muerta en el diseño se reduce favorablemente.

Los puentes de sección en cajón son especialmente recomendados en alineamientos curvos dada su alta resistencia torsional y la posibilidad de mantener la sección transversal constante.

A continuación, luces de puentes de concreto construidos:

Tabla 66 Luces de puentes de hormigón armado

SIMPLEMENTE APOYADOS	LUZ(m)
Losa	6 a 12
Vigas T	12 a 24
Placa sólida en arco	12
Vigas curvadas en arco	18

CONTINUOS	LUZ(m)
Losa, 2 tramos	9-9 12-12
Losa, 3 tramos	8-8-8
Pórtico sólido	12
Aporticado de vigas T	16
Vigas T, 2 tramos	15-15 21-21
Vigas T, 3 tramos	12-15-12 a 15-21-15
Cajón, 3 tramos	18-24-18 a 23-27-23

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Peraltes Mínimos En Superestructuras De Puentes

Profundidades mínimas para superestructuras de profundidad constante

Tabla 67 Profundidades mínimas para superestructuras de profundidad constante

Superestructura		Profundidad mínima (incluyendo el tablero) Si se utilizan elementos de profundidad variable, estos valores se pueden ajustar para considerar los cambios de rigidez relativa de las secciones de momento positivo y negativo.	
Material	Tipo	Tramos simples	Tramos continuos
Hormigón Armado	Losas con armadura principal paralela al tráfico	$\frac{1{,}2(S+3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165$ mm
	Vigas T	0,070 L	0,065 L
	Vigas cajón	0,060 L	0,055 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,035 L	0,033 L
Hormigón Pretensado	Losas	0,030 $L \geq 165$ mm	0,027 $L \geq 165$ mm
	Vigas cajón coladas in situ	0,045 L	0,040 L
	Vigas doble T prefabricadas	0,045 L	0,040 L
	Vigas de estructuras peatonales	0,033 L	0,030 L
	Vigas cajón adyacentes	0,030 L	0,025 L
Acero	Profundidad total de una viga doble T compuesta	0,040 L	0,032 L
	Profundidad de la porción de sección doble T de una viga doble T compuesta	0,033 L	0,027 L
	Cerchas	0,100 L	0,100 L

S= Luz del tramo de losa (mm)
L = Luz del tramo de puente (mm)

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Tableros de Concreto Apoyados en Elementos Longitudinales (Art. 9.7.1.1)

La altura de un tablero de concreto deberá ser mayor o igual que 17.5 cm

Mínimo espesor de los tableros de concreto en voladizo (Art. 13.7.3.1.2)

- Cuando soportan un sistema de postes montados en el tablero: 0.20m
- Para sistemas de postes montados lateralmente: 0.30m
- Cuando soportan paramentos o barreras de concreto: 0.20m

Resistencia A La Flexión

Resistencia a la flexión mayorada M

$$M_r = \emptyset\, M_n \quad (5.7.3.2.1\text{-}1)$$

Dónde:

M_n= resistencia nominal

Ø = factor de resistencia especificado en el Art. 5.5.4.2

Resistencia nominal a la flexión M_n:

$$M_n = A_{ps}f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_y\left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A_s f_y\left(d_s - \frac{a}{2}\right) + 0.85 f_c (b - b_w)\beta h\left(\frac{a}{2} - \frac{h}{2}\right)$$

(5.7.3.2.2.1)

Anchos De Faja Equivalente Para Puentes Tipo Losa Con Armadura Principal Paralelo Al Tráfico

El ancho equivalente de las fajas longitudinales tanto para corte como para momento con un carril cargado, es decir dos líneas de ruedas, incluyendo el efecto de presencia múltiple, es:

$$E = 250 + 0.42\sqrt{L_i W_i} \quad (4.6.2.3\text{-}1)$$

El ancho equivalente de las fajas longitudinales por carril tanto para corte como para momento con más de un carril cargado, es:

$$E = 2100 + 0.12\sqrt{L_i W_i} \quad \leq \quad \frac{W}{N_L} \quad (4.6.2.3\text{-}2)$$

Dónde:

E = ancho equivalente (mm)

L_i= menor valor (mm) entre longitud real y 18m

W_i = menor valor (mm) entre ancho real y 18m para carga en múltiples carriles ó 9m para carga en un solo carril

W = ancho físico entre los bordes del puente (mm)

N_L= número de carriles de diseño

Para obtener la carga por unidad de ancho de la faja equivalente, se divide la carga total en un único carril de diseño por el ancho de faja calculado.

Anchos De Faja Equivalente Interiores Para Tableros Con Armadura Principal Perpendicular Al Tráfico

Se pueden tomar como se especifica en la Tabla siguiente:

Tabla 68 Fajas equivalentes

Tabla 4.6.2.1.3-1 – Fajas equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón:		
• Colado in situ	Vuelo	$1140 + 0{,}833X$
	Paralela o perpendicular	$+M$: $660 + 0{,}55S$ $-M$: $1220 + 0{,}25S$
• Colado in situ con encofrados perdidos	Paralela o perpendicular	$+M$: $660 + 0{,}55S$ $-M$: $1220 + 0{,}25S$
• Prefabricado, postesado	Paralela o perpendicular	$+M$: $660 + 0{,}55S$ $-M$: $1220 + 0{,}25S$
Acero:		
• Emparrillado abierto	Barras principales	$0{,}007P + 4{,}0S_b$
• Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
• Emparrillados compuestos sin relleno en los vanos	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
Madera:		
• Madera laminada y encolada prefabricada		
○ No interconectada	Paralela Perpendicular	$2{,}0h + 760$ $2{,}0h + 1020$
○ Interconectada	Paralela Perpendicular	$2280h + 0{,}07L$ $4{,}0h + 760$
• Laminada y tesada	Paralela Perpendicular	$0{,}066S + 2740$ $0{,}845S + 610$
• Laminada y clavada		
○ Tableros continuos o paneles interconectados	Paralela Perpendicular	$2{,}0h + 760$ $4{,}0h + 1020$
○ Paneles no interconectados	Paralela Perpendicular	$2{,}0h + 760$ $2{,}0h + 1020$

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Dónde: S = separación de los elementos de apoyo (mm)

H = altura del tablero (mm)

L = longitud del tramo del tablero (mm)

P = carga de eje (N)

S_b = separación de las barras del emparrillado (mm)

+M= momento positivo

-M= momento negativo

X = distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm)

2.3.3.1. Diseño De Losas De Tablero

Para determinar los máximos momentos por sobrecarga de diseño en losas de tablero, se puede utilizar la Tabla A4-1. Los momentos son aplicables para tableros apoyados como mínimo en tres vigas y cuyo ancho entre los ejes de las vigas exteriores sea por lo menos 4.20 m. Los valores tabulados incluyen los factores de presencia múltiple y el incremento por carga dinámica. Para distancias diferentes a las listadas, es posible interpolar.

Tabla 69 Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho N-mm/mm

Tabla A4-1 – Máximos momentos por sobrecarga por unidad de ancho, N-mm/mm

S mm	Momento positivo	MOMENTO NEGATIVO						
		Distancia desde el eje de la viga hasta la sección de diseño para momento negativo						
		0,0 mm	75 mm	150 mm	225 mm	300 mm	450 mm	600 mm
1300	21 130	11 720	10 270	8940	7950	7150	6060	5470
1400	21 010	14 140	12 210	10 340	8940	7670	5960	5120
1500	21 050	16 320	14 030	11 720	9980	8240	5820	5250
1600	21 190	18 400	15 780	13 160	11 030	8970	5910	4290
1700	21 440	20 140	17 290	14 450	12 010	9710	6060	4510
1800	21 790	21 690	18 660	15 630	12 930	10 440	6270	4790
1900	22 240	23 050	19 880	16 710	13 780	11 130	6650	5130
2000	22 780	24 260	20 960	17 670	14 550	11 770	7030	5570
2100	23 380	26 780	23 190	19 580	16 060	12 870	7410	6080
2200	24 040	27 670	24 020	20 370	16 740	13 490	7360	6730
2300	24 750	28 450	24 760	21 070	17 380	14 570	9080	8050
2400	25 500	29 140	25 420	21 700	17 980	15 410	10 870	9340
2500	26 310	29 720	25 990	22 250	18 510	16 050	12 400	10 630
2600	27 220	30 220	26 470	22 730	18 980	16 480	13 660	11 880
2700	28 120	30 680	26 930	23 170	19 420	16 760	14 710	13 110
2800	29 020	31 050	27 300	23 550	19 990	17 410	15 540	14 310
2900	29 910	32 490	28 720	24 940	21 260	18 410	16 800	15 480
3000	30 800	34 630	30 790	26 960	23 120	19 460	18 030	16 620
3100	31 660	36 630	32 770	28 890	23 970	21 150	19 230	17 780
3200	32 500	38 570	34 670	30 770	26 880	22 980	20 380	18 910
3300	33 360	40 440	36 520	32 600	28 680	24 770	21 500	20 010
3400	34 210	42 250	38 340	34 430	30 520	26 610	22 600	21 090
3500	35 050	43 970	40 030	36 090	32 150	28 210	23 670	22 130
3600	35 870	45 650	41 700	37 760	33 810	29 870	24 700	23 150
3700	36 670	47 250	43 310	39 370	35 430	31 490	25 790	24 140
3800	37 450	48 820	44 880	40 940	37 010	33 070	27 080	25 100
3900	38 230	50 320	46 390	42 460	38 540	34 600	28 330	25 550
4000	38 970	51 790	47 870	43 950	40 030	36 110	29 570	26 410
4100	39 710	53 190	49 280	45 370	41 470	37 570	30 770	27 850
4200	40 420	54 560	50 670	46 770	42 880	38 990	31 960	28 730
4300	41 120	55 880	52 000	48 130	44 250	40 380	33 130	29 570
4400	41 800	57 150	53 290	49 440	45 580	41 720	34 250	30 400
4500	42 460	58 420	54 580	50 740	46 900	43 060	35 380	31 290
4600	43 110	59 620	55 800	51 980	48 160	44 340	36 700	32 360

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del “Ing. Arturo Rodríguez Serquén”

2.3.3.2. Método de los factores de distribución para momento y corte en vigas (art. 4.6.2.2.2)

Simbología a utilizar:

- S = separación entre vigas o almas (mm)
- L = longitud de tramo de la viga (mm)
- $K_g = n\left(I_{viga} + Ae_g{}^2\right)$: Parámetro de rigidez longitudinal (mm^4)
- $n = \frac{E_{viga}}{E_{tablero}}$
- $E_c = 0.043\gamma_c{}^{1.5}\sqrt{f'c}$, $en\ MPa$ (5.4.2.4-1)
- $E_c = 15.344\sqrt{f'c}$, $en\ \frac{Kg}{cm^2}$, con $\gamma_c = 2.320\ \ \frac{Kg}{cm^2}$
- A = área de la viga (mm)
- I = I_{viga}= momento de inercia de la viga (mm)
- d_e= distancia entre el alma exterior de una viga exterior y el borde interior de un cordón o barrera para el tráfico (mm)
- e_g= distancia entre los centros de gravedad de la viga de base y el tablero (mm)
- t_s = profundidad de la losa de hormigón (mm)
- N_c= número de células de una viga cajón de hormigón
- N_b= número de vigas o largueros
- W_e= un medio de la separación entre almas, más el vuelo total (mm)
- b = ancho de la viga (mm)
- d = profundidad de la viga o larguero (mm)
- e = factor de corrección
- g = factor de distribución
- K = constante para diferentes tipos de construcción
- J = constante torsional de St. Venant (mm)
- N_L = número de carriles de diseño
- N_b = número de vigas o largueros
- D = ancho de distribución por carril (mm)
- C = parámetro de rigidez
- μ = coeficiente de Poisson
- t_g= profundidad de un emparrillado de acero o plancha de acero corrugado, incluyendo la sobrecapa de hormigón o componente de hormigón estructural

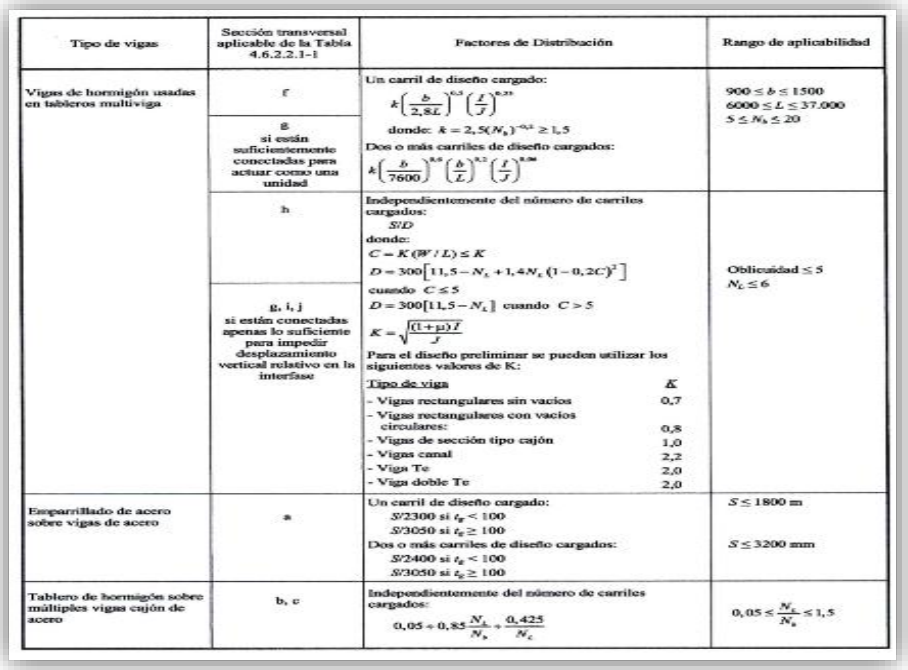
integral, menos una tolerancia para considerar los efectos del pulido, ranurado o desgaste (mm)

El momento flector y corte por sobrecarga en vigas con tableros de hormigón se puede determinar aplicando la fracción por carril especificada "g" en las Tablas que se proporcionan.

Además, las cargas permanentes del tablero y las que actúan sobre el mismo se pueden distribuir uniformemente entre las vigas y/o largueros (Art. 4.6.2.2.1). Para el cálculo en el estado límite de fatiga, deberá utilizarse el camión de diseño y las solicitaciones dividirse por 1.20 (Art. 3.6.1.1.2).

Tabla 70 Distribución de las sobrecargas por carril para momentos en vigas interiores

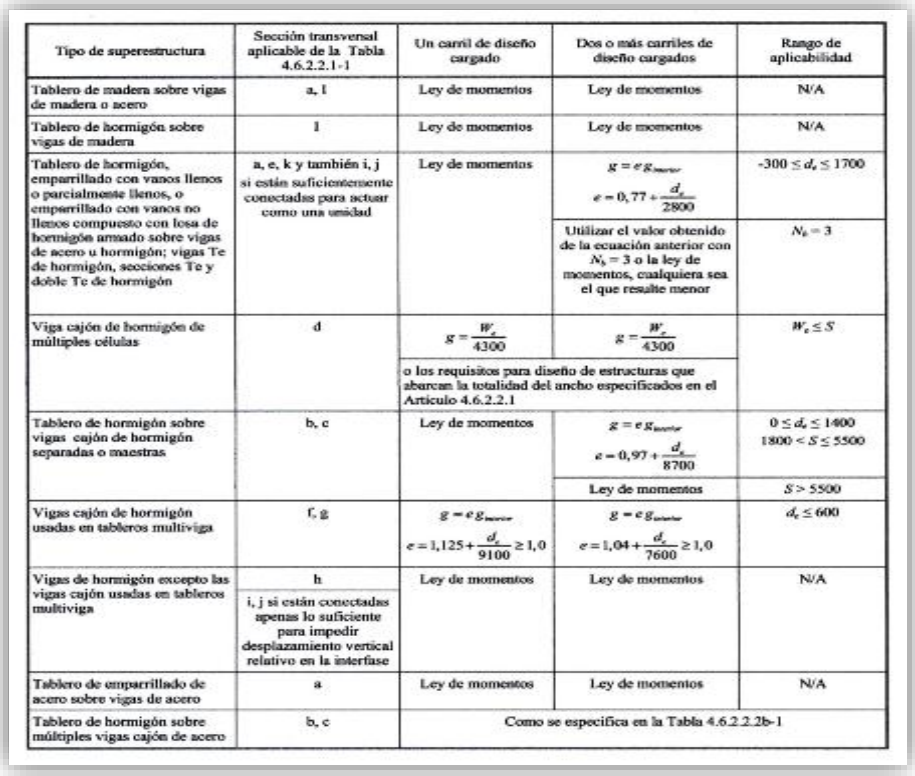
Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1	
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Un carril de diseño cargado: $S/3700$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/3000$	$S \le 1800$
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Un carril de diseño cargado: $0,06+\left(\frac{S}{4300}\right)^{0,4}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,3}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $0,075+\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6}\left(\frac{S}{L}\right)^{0,2}\left(\frac{K_g}{Lt_s^3}\right)^{0,1}$	$1100 \le S \le 4900$ $110 \le t_s \le 300$ $6000 \le L \le 73.000$ $N_b \ge 4$ $4 \times 10^9 \le K_g \le 3 \times 10^{12}$
		Usar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	Un carril de diseño cargado: $\left(1,75+\frac{S}{1100}\right)\left(\frac{300}{L}\right)^{0,35}\left(\frac{1}{N_c}\right)^{0,45}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{13}{N_c}\right)^{0,3}\left(\frac{S}{430}\right)\left(\frac{1}{L}\right)^{0,25}$	$2100 \le S \le 4000$ $18.000 \le L \le 73.000$ $N_c \ge 3$ Si $N_c > 8$ usar $N_c = 8$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Un carril de diseño cargado: $\left(\frac{S}{910}\right)^{0,35}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,25}$ Dos o más carriles de diseño cargados: $\left(\frac{S}{1900}\right)^{0,6}\left(\frac{Sd}{L^2}\right)^{0,125}$	$1800 \le S \le 5500$ $6000 \le L \le 43.000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
		Usar la ley de momentos	S > 5500



Tipo de vigas	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Factores de Distribución	Rango de aplicabilidad
Vigas de hormigón usadas en tableros multiviga	f	Un carril de diseño cargado: $k\left(\frac{b}{2,8L}\right)^{0,3}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,25}$ donde: $k = 2,5(N_b)^{-0,2} \geq 1,5$ Dos o más carriles de diseño cargados: $k\left(\frac{b}{7600}\right)^{0,6}\left(\frac{b}{L}\right)^{0,2}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,06}$	$900 \leq b \leq 1500$ $6000 \leq L \leq 37.000$ $5 \leq N_b \leq 20$
	g si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad		
	h	Independientemente del número de carriles cargados: S/D donde: $C = K(W/L) \leq K$ $D = 300\left[11,5 - N_L + 1,4N_L(1-0,2C)^2\right]$ cuando $C \leq 5$ $D = 300[11,5 - N_L]$ cuando $C > 5$ $K = \sqrt{\frac{(1+\mu)I}{J}}$ Para el diseño preliminar se pueden utilizar los siguientes valores de K:	Oblicuidad ≤ 5 $N_L \leq 6$
	g, i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase	Tipo de viga — K: - Vigas rectangulares sin vacíos 0,7; - Vigas rectangulares con vacíos circulares: 0,8; - Vigas de sección tipo cajón 1,0; - Vigas canal 2,2; - Viga Te 2,0; - Viga doble Te 2,0	
Emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Un carril de diseño cargado: $S/2300$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$ Dos o más carriles de diseño cargados: $S/2400$ si $t_g < 100$ $S/3050$ si $t_g \geq 100$	$S \leq 1800$ mm $S \leq 3200$ mm
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Independientemente del número de carriles cargados: $0,05 + 0,85\frac{N_L}{N_b} + \frac{0,425}{N_c}$	$0,05 \leq \frac{N_L}{N_b} \leq 1,5$

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Tabla 71 Distribución de sobrecargas por carril para momentos en vigas longitudinales exteriores



Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = eg_{interior}$ $e = 0,77 + \frac{d_e}{2800}$	$-300 \leq d_e \leq 1700$
			Utilizar el valor obtenido de la ecuación anterior con $N_b = 3$ o la ley de momentos, cualquiera sea el que resulte menor	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células	d	$g = \frac{W_e}{4300}$	$g = \frac{W_e}{4300}$	$W_e \leq S$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = eg_{interior}$ $e = 0,97 + \frac{d_e}{8700}$	$0 \leq d_e \leq 1400$ $1800 < S \leq 5500$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = eg_{interior}$ $e = 1,125 + \frac{d_e}{9100} \geq 1,0$	$g = eg_{interior}$ $e = 1,04 + \frac{d_e}{7600} \geq 1,0$	$d_e \leq 600$
Vigas de hormigón excepto las vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero de emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Como se especifica en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Tabla 72 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas interiores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	Ver Tabla 4.6.2.2.2a-1			
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	$0,36+\frac{S}{7600}$	$0,2+\frac{S}{3600}-\left(\frac{S}{10700}\right)^{2,0}$	$1100 \le S \le 4900$ $6000 \le L \le 73.000$ $110 \le t_s \le 300$ $N_b \ge 4$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$N_b = 3$
Vigas cajón de hormigón de múltiples células coladas in situ	d	$\left(\frac{S}{2900}\right)^{0,6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2200}\right)^{0,8}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \le S \le 4000$ $6000 \le L \le 73.000$ $890 \le d \le 2800$ $N_c \ge 3$
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	$\left(\frac{S}{3050}\right)^{0,6}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$\left(\frac{S}{2250}\right)^{0,8}\left(\frac{d}{L}\right)^{0,1}$	$1800 \le S \le 5500$ $6000 \le L \le 43.000$ $450 \le d \le 1700$ $N_b \ge 3$
		Ley de momentos	Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$0,70\left(\frac{b}{L}\right)^{0,3}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,6}$	$\left(\frac{b}{4000}\right)^{0,4}\left(\frac{b}{L}\right)^{0,1}\left(\frac{I}{J}\right)^{0,85}\left(\frac{b}{1200}\right)$ $\frac{b}{1200} \ge 1,0$	$900 \le b \le 1500$ $6000 \le L \le 37.000$ $5 \le N_b \le 20$ $1,0x10^{10} \le J \le 2,5x10^{11}$ $1,7x10^{10} \le I \le 2,5x10^{11}$
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Tabla 73 Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores

Tabla 4.6.2.2.3b-1 – Distribución de la sobrecarga por carril para corte en vigas exteriores

Tipo de superestructura	Sección transversal aplicable de la Tabla 4.6.2.2.1-1	Un carril de diseño cargado	Dos o más carriles de diseño cargados	Rango de aplicabilidad
Tablero de madera sobre vigas de madera o acero	a, l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre vigas de madera	l	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón, emparrillado con vanos llenos o parcialmente llenos, o emparrillado con vanos no llenos compuesto con losa de hormigón armado sobre vigas de acero u hormigón; vigas Te de hormigón, secciones Te y doble Te de hormigón	a, e, k y también i, j si están suficientemente conectadas para actuar como una unidad	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,6 + \frac{d_e}{3000}$	$-300 \le d_e \le 1700$
			Ley de momentos	$N_b = 3$
Viga cajón de hormigón de múltiples células colada in situ	d	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,64 + \frac{d_e}{3800}$	$-600 \le d_e \le 1500$
		o los requisitos para diseño de estructuras que abarcan la totalidad del ancho especificados en el Artículo 4.6.2.2.1		
Tablero de hormigón sobre vigas cajón de hormigón separadas o maestras	b, c	Ley de momentos	$g = e g_{interior}$ $e = 0,8 + \frac{d_e}{3050}$	$0 \le d_e \le 1400$
			Ley de momentos	$S > 5500$
Vigas cajón de hormigón usadas en tableros multiviga	f, g	$g = e g_{interior}$ $e = 1,25 + \frac{d_e}{6100} \ge 1,0$	$g = e g_{interior}\left(\frac{1200}{b}\right)$ $\frac{1200}{b} \le 1,0$ $e = 1 + \left(\frac{d_e + b - 610}{12\,200}\right)^{0,5} \ge 1,0$	$d_e \le 600$
Vigas de hormigón excepto vigas cajón usadas en tableros multiviga	h	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
	i, j si están conectadas apenas lo suficiente para impedir desplazamiento vertical relativo en la interfase			
Tablero emparrillado de acero sobre vigas de acero	a	Ley de momentos	Ley de momentos	N/A
Tablero de hormigón sobre múltiples vigas cajón de acero	b, c	Según lo especificado en la Tabla 4.6.2.2.2b-1		

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

2.3.3.3. Caso de Vigas Exteriores (Art. 4.6.2.2.2d y Art. 4.6.2.2.3b)

El momento flector y cortante por sobrecarga se pueden determinar aplicando la fracción por carril "g" especificada. La distancia d_e se tomara como positiva si el alma exterior esta hacia dentro de la cara interior de la barrera para el tráfico, negativa si esta hacia fuera.

En puentes de viga y losa con diafragmas o marcos transversales, el factor de distribución no se deberá tomar menor que el que se obtendría suponiendo que la sección transversal se deforma y gira como una sección transversal rígida.

El procedimiento delineado es a través de la aproximación convencional:

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext}\sum^{NL} e}{\sum^{ND} x^2} \qquad \text{(C4.6.2.2.2d-1)}$$

Dónde: R = reacción sobre la viga exterior en términos de los carriles

N_L = número de carriles cargados considerado

N_b = número de vigas

e = excentricidad de un camión de diseño o una carga de carril de diseño respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas

X_{ext} = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior

x = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga

2.3.3.4. Momentos Flectores y Corte en Vigas de Tablero Transversales

Si el tablero es soportado directamente por vigas de tablero transversales, las vigas de tablero se pueden diseñar para cargas determinadas de acuerdo con la Tabla:

Tabla 74 Distribución de la sobrecargas por carril para vigas transversales para momentos y corte

Tipo de tablero	Fracción de carga de rueda a cada viga de tablero	Rango de aplicabilidad
Tablones	$\frac{S}{1200}$	N/A
Tablero de madera laminada	$\frac{S}{1500}$	$S \le 1500$
Hormigón	$\frac{S}{1800}$	$S \le 1800$
Emparrillado de acero y tablero emparrillado no lleno compuesto con losa de hormigón armado	$\frac{S}{1400}$	$t_s \le 100$ $S \le 1500$
Emparrillado de acero y tablero emparrillado no lleno compuesto con losa de hormigón armado	$\frac{S}{1800}$	$t_s \ge 100$ $S \le 1800$
Plancha de acero corrugado	$\frac{S}{1700}$	$t_s \ge 50$

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Armadura De Distribución (Art. 9.7.3.2 AASHTO LRFD)

En la parte inferior de las losas se dispondrá armadura en la dirección secundaria; esta armadura se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para momento positivo:

Si la armadura principal es paralela al tráfico:

$$\frac{1750}{\sqrt{S}} \leq 50\%$$

Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

Dónde: S= longitud de tramo efectiva (mm). Distancia entre cara y cara, para losas construidas en forma monolítica con muros o vigas. Para losas apoyadas sobre vigas de concreto o metálicas: distancia entre las puntas de las alas, más el vuelo de las alas, considerado como la distancia desde la punta del ala extrema hasta la cara del alma, despreciando los chaflanes.

Armadura De Contracción Y Temperatura (Art. 5.10.8 AASHTO LRFD)

En componentes de espesor menor que 1.20 m:

$$A_s \leq 0.756\, A_g/f_y \qquad (5.10.8.2\text{-}1)$$

Dónde: A_g = área bruta de la sección (mm)

f_y = tensión de fluencia de las barras de armadura (MPa)

El acero se distribuirá uniformemente en ambas caras; sin embargo, en elementos de 0.15m de espesor o menos, se puede colocar en una sola capa.

La separación de la armadura no será mayor que 3 veces el espesor del componente ó 0.45m

En zapatas y tabiques macizos de hormigón estructural, la separación de la armadura no será mayor de 0.30m en cada dirección en todas las caras y no es necesario sea mayor que 0.0015ª

Elementos de espesor mayor que 1.20m:

El tamaño mínimo de barra será N° 19, y la separación de las barras no será mayor que 0.45m. En cada dirección, la armadura mínima de temperatura y contracción, igualmente distribuida en ambas caras, deberá satisfacer:

$$\sum A_b \geq \frac{s(2d_c+d_b)}{100} \quad (5.10.8.3\text{-}1)$$

Dónde: A_b= mínima área de las barras (mm)

s = separación de las barras (mm)

d_c= profundidad del recubrimiento medida desde la fibra extrema hasta el centro de la barra más próximo a la misma (mm)

d_b= diámetro de la barra (mm)

No es necesario que $(2d_c + d_b)$ sea mayor que 0.075m.

2.3.3.5. Factores De Resistencia (Art. 5.5.4.2 AASHTO LRFD)

Tabla 75 factores de carga

CASO	Ø
Flexión y tracción del hormigón armado	0.90
Flexión y tracción del hormigón pretensado	1.00
Corte y Torsión:	
Hormigón de densidad normal	0.90
Hormigón de baja densidad	0.70
Compresión axial con espirales o zunchos (excepto Art. 5.10.11.4.1b para Zonas Sísmicas 3 y 4, estado límite de Evento Extremo)	0.75
Apoyo sobre hormigón	0.70
Compresión en modelos de bielas y tirantes	0.70
Compresión en zonas de anclaje:	
Hormigón de densidad normal	0.80
Hormigón de baja densidad	0.65
Tracción en el acero en las zonas de anclaje	1.00
Resistencia durante el hincado de pilotes	1.00

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

NOTAS.

- ✓ Para los elementos comprimidos con flexión, el valor de Ø se puede incrementar linealmente hasta llegar al valor correspondiente a flexión a medida que la resistencia a la carga axial de diseño, ØPn, disminuye desde 0.10f'Ag hasta 0.
- ✓ Para los estados límites de Resistencia y correspondientes a Eventos Extremos Ø=1.0, excepto para bulones y columnas de hormigón en Zonas Sísmicas 3 y 4 (Art. 1.3.2.1).

2.3.3.6. Recubrimientos

Tabla 76 Recubrimiento para las armaduras principales (mm)

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición directa al agua salada	100
Hormigonado contra el suelo	75
Ubicaciones costeras	75
Exposición a sales anticongelantes	60
Superficies de tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	60
Otras situaciones exteriores	50
Otras situaciones interiores • Hasta barras No. 36 • Barras No. 43 y No. 57	 40 50
Fondo de losas hormigonadas in situ • Hasta barras No. 36 • Barras No. 43 y No. 57	 25 50
Encofrados inferiores para paneles prefabricados	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado • Ambientes no corrosivos • Ambientes corrosivos	 50 75
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	50
Pilares hormigonados in situ • Ambientes no corrosivos • Ambientes corrosivos - En general - Armadura protegida • Cáscaras • Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada	 50 75 75 50 75

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

Armadura Transversal

<u>Regiones que requieren Estribos</u>

Excepto en losas, zapatas y alcantarillas, se deberá proveer armadura transversal si:

$$V_u > 0.5\emptyset\ (V_c + V_p) \qquad (5.8.2.4\text{-}1)$$

$$T_u > 0.25\emptyset\ (T_{cr}) \qquad (5.8.2.1\text{-}3)$$

Dónde: Vu = fuerza de corte mayorada

Vc = resistencia nominal al corte del hormigón

Vp = componente de la fuerza de pretensado en la dirección de la fuerza de corte

Ø = factor de resistencia

T u = momento torsor mayorado

Tcr= momento de fisuración por torsión

Mínima Armadura Transversal (Art. 5.8.2.5 AASHTO LRFD)

$$A_u \geq 0.083\sqrt{f_c}\frac{b_v s}{f_y} \qquad (5.8.2.4\text{-}1)$$

Dónde: Av = área de la armadura transversal en una distancia s (mm)

bv = ancho del alma (mm)

s = separación de la armadura transversal (mm)

fy = tensión de fluencia de la armadura transversal (MPa)

Máxima Separación de la Armadura Transversal

La separación de la armadura transversal no deberá ser mayor que:

Si $V_u < 0.125\, f'c$ $\qquad S_{max} = 0.8\, d_v \leq 60cm$ (5.8.2.7-1)

Si $V_u \geq 0.125\, f'c$ $\qquad S_{max} = 0.4\, d_v \leq 30cm$ (5.8.2.7-2)

Dónde: Vu = tensión de corte (MPa)

dv= altura de corte efectiva tomada como la distancia medida de forma perpendicular al eje neutro, entre las resultantes de las fuerzas de tracción y compresión debidas a flexión; no es necesario tomarla menor que el mayor valor entre 0.9de o 0.72h (mm)

de= altura hasta el centroide del acero pretensado (mm)

2.3.3.7. Estribos

Son estructuras que sirven de apoyo extremo al puente y que además de soportar la carga de la superestructura, sirven de contención de los terraplenes de acceso y por consiguiente están sometidos al empuje de tierra.

Los estribos, como son muros de contención, pueden ser de concreto simple (estribos de gravedad), concreto armado (muros en voladizo o con pantalla y contrafuertes), etc.

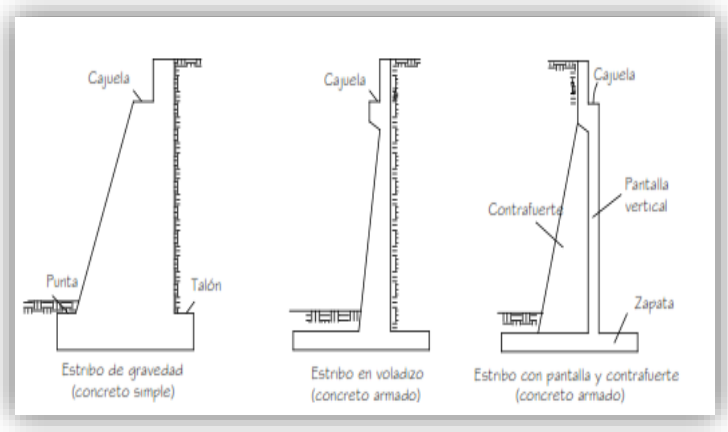


Ilustración 47 Tipos de estribos

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

2.3.3.7.1. Pre-Dimensionamiento De Estribos

a) De gravedad (concreto simple)

Los estribos de gravedad son macizos que utilizan su propio peso para resistir las fuerzas laterales debido al empuje del terreno y otras cargas. No necesitan refuerzo y son adecuados cuando el terreno es de buena capacidad portante y la altura a cubrir no es superior a 6 metros. No son admitidas tracciones en cualquier sección del estribo.

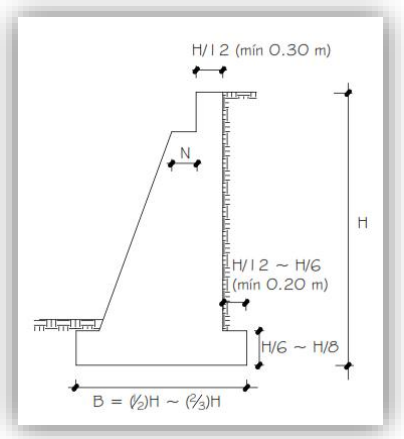


Ilustración 48 Detalles de estribo tipo muro a gravedad

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

Los anchos mínimos de cajuelas (2.11.2, Manual de Diseño de Puentes, Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú) se determinan eligiendo el mayor de los valores

obtenidos entre calcular los máximos desplazamientos o como un porcentaje del ancho empírico de la cajuela N determinado por la ecuación:

$$N = (200 + 0.0017L + 0.0067\,H')(1 + 0.000125S^2)$$

Dónde: N = longitud mínima (empírica) de la cajuela, medida normalmente a la línea central del apoyo (mm).

L = distancia del tablero del puente a la junta de expansión adyacente o al final del tablero del puente (mm). Para articulaciones entre luces, L debe tomarse como la suma de la distancia a ambos lados de la articulación. Para puentes de un solo tramo L es igual a la longitud del tablero del puente (mm).

H' = para estribos, la altura promedio de las columnas que soportan al tablero del puente hasta la próxima junta de expansión. Para columnas y/o pilares, la altura del pilar o de la columna. Para articulaciones dentro de un tramo, la altura promedio entre dos columnas o pilares adyacentes (mm).

H'= 0, para puentes simplemente apoyados.

S = desviación del apoyo medido desde la línea normal al tramo (°).

b) En voladizo (concreto armado)

Son económicos cuando su altura está entre 4 y 10 metros. Adecuados en la presencia de terreno de baja capacidad portante y cuando los agregados son escasos o el transporte de los mismos no es económico.

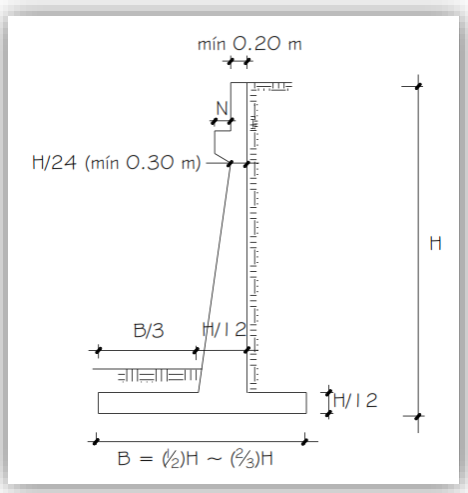


Ilustración 49 Detalles de estribo en voladizo (concreto armado)

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

c) Estribos con pantalla y contrafuertes (concreto armado)

En este caso la pantalla vertical no se encuentra en voladizo sino más bien apoyada en los contrafuertes y el cimiento.

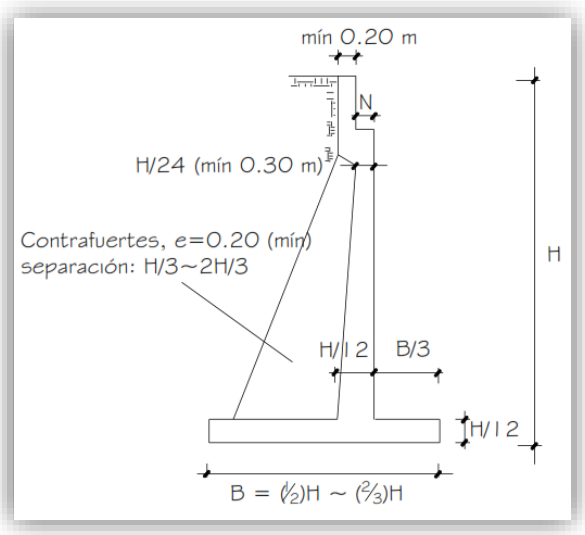


Ilustración 50 Detalles de estribo con pantalla y contrafuerte (concreto armado)

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

Empuje Del Suelo: EH, ES, LS, y DD

EH: Empuje horizontal del suelo

ES: sobrecarga de suelo

LS: sobrecarga viva

DD: fricción negativa

El empuje del suelo se deberá considerar en función de los siguientes factores: tipo y densidad del suelo, contenido de agua, características de fluencia lenta del suelo, grado de compactación, ubicación del nivel freático, interacción suelo estructura, cantidad de sobrecarga, efectos sísmicos, pendiente del relleno, e inclinación del muro.

Empuje lateral del suelo

Se asumirá como:

$$p = k\gamma_s g\ z\ (10^{-6})$$

Dónde: p = empuje lateral del suelo (MPa)

k = coeficiente de empuje lateral, tomado como ks para muros que no se deforman ni se mueven, ks para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar la condición mínima activa, o kp para muros que se deforman o mueven lo suficiente para alcanzar una condición pasiva.

γ_s = densidad del suelo (kg/m3)

z = profundidad del suelo debajo de la superficie (m)

g = aceleración de la gravedad (m/s2)

Se asumirá que la carga del suelo lateral resultante debida al peso del relleno\ actúa a una altura igual a H/3 desde la base del muro, siendo H la altura total del muro.

Coeficiente de Empuje Lateral en Reposo, k

Para suelos normalmente consolidados, muro vertical y terreno nivelado, el coeficiente de empuje lateral en reposo se puede tomar como:

$$k_o = 1 - \text{sen}\phi'_f$$

Para suelos sobreconsolidados:

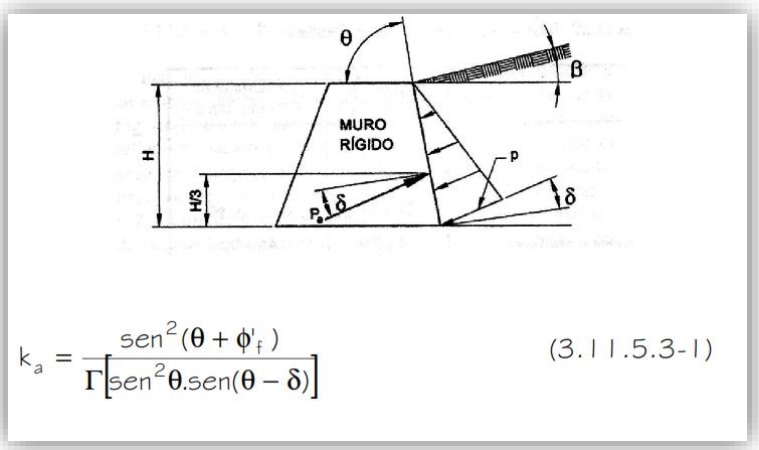
$$k_o = (1 - \text{sen}\phi'_f)\ (OCR)^{\text{sen}\phi'_f}$$

Dónde: ϕ'f = ángulo efectivo de fricción del suelo

ko = coeficiente de empuje lateral del suelo en reposo

OCR = relación de sobre consolidación

Coeficiente de Empuje Coeficiente lateral de Empuje



$$k_a = \frac{sen^2(\theta + \phi'_f)}{\Gamma\left[sen^2\theta.sen(\theta - \delta)\right]} \qquad (3.11.5.3\text{-}1)$$

Ilustración 51 coeficiente de empuje lateral

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

Dónde:

$$\Gamma = \left[1 + \sqrt{\frac{sen(\phi'_f + \delta).sen(\phi'_f - \beta)}{sen(\theta - \delta).sen(\theta + \beta)}}\right]^2$$

d̀ = ángulo de fricción entre relleno y muro (ver Tabla 3.11.5.3-1)

ß = ángulo que forma la superficie del relleno respecto de la horizontal

θ = ángulo que forma el respaldo del muro respecto de la horizontal

ϕ'f= ángulo efectivo de fricción interna

Notar que para d = ß = 0, θ =90°, el valor k de las expresiones anteriores (teoría de Coulumb) es:

$$k_a = tg^2(45 - \frac{\emptyset}{2}) \quad \text{(teoría de Rankine)}$$

Tabla 77 Angulo de fricción entre diferentes materiales (U.S Departament of the Navy 1982s)

Materiales en interfase	Ángulo de fricción, δ (°)	Coeficiente de fricción, tan δ
Hormigón masivo sobre los siguientes materiales de fundación:		
• Roca sana y limpia	35	0,70
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, arena gruesa	29 a 31	0,55 a 0,60
• Arena limpia fina a media, arena limosa media a gruesa, grave limosa o arcillosa	24 a 29	0,45 a 0,55
• Arena fina limpia, arena limosa o arcillosa fina a media	19 a 24	0,34 a 0,45
• Limo fino arenoso, limo no plástico	17 a 19	0,31 a 0,34
• Arcilla residual o preconsolidada muy rígida y dura	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arcilla de rigidez media y rígida; arcilla limosa	17 a 19	0,31 a 0,34
Sobre estos materiales de fundación la mampostería tiene los mismos factores de fricción.		
Tablestacas de acero contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22	0,40
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17	0,31
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	14	0,25
• Limo fino arenoso, limo no plástico	11	0,19
Hormigón moldeado o prefabricado o tablestacas de hormigón contra los siguientes suelos:		
• Grava limpia, mezclas de grava y arena, relleno de roca bien graduada con astillas	22 a 26	0,40 a 0,49
• Arena limpia, mezclas de grava y arena limosa, relleno de roca dura de un solo tamaño	17 a 22	0,31 a 0,40
• Arena limosa, grava o arena mezclada con limo o arcilla	17	0,31
• Limo fino arenoso, limo no plástico	14	0,25
Diferentes materiales estructurales:		
• Mampostería sobre mampostería, rocas ígneas y metamórficas:		
o roca blanda tratada sobre roca blanda tratada	35	0,70
o roca dura tratada sobre roca blanda tratada	33	0,65
o roca dura tratada sobre roca dura tratada	29	0,55
• Mampostería sobre madera en la dirección transversal al grano	26	0,49
• Acero sobre acero en trabado de tablestacas	17	0,31

Fuente: Norma AASHTO LRFD del “Ing. Arturo Rodrigez Serquén”

Coeficiente de Empuje Lateral Pasivo, k p

El coeficiente de presión activa de Coulomb es:

$$k_p = \frac{sen^2(\theta - \phi'_f)}{\Gamma' \left[sen^2\theta . sen(\theta + \delta) \right]} \quad con \quad \Gamma = \left[1 - \sqrt{\frac{sen(\phi'_f + \delta).sen(\phi'_f + \beta)}{sen(\theta + \delta).sen(\theta + \beta)}} \right]^2$$

Sin embargo, conforme el valor de d crece, el método de cálculo de Coulomb da valores erróneos crecientes de Pp.

El Reglamento AASHTO adopta el siguiente método introducido por Caquot y Kerisel:

- Para suelos no cohesivos, los valores del coeficiente de empuje lateral pasivo se pueden tomar de la Figuras 3.11.5.4-1.
- Para suelos cohesivos, los empujes pasivos se pueden estimar con:

$$P_p = k_p \gamma_s g z (1\,0^{-6}) + 2c\sqrt{k_p}$$

Dónde: Pp = empuje lateral pasivo del suelo (MPa)

γ_s = densidad del suelo (kg/m3)

z = profundidad debajo del suelo (m)

c = cohesión del suelo (MPa)

g = aceleración de la gravedad (m/s2)

kp = coeficiente de empuje lateral pasivo del suelo (ver Fig. 3.11.5.4-1)

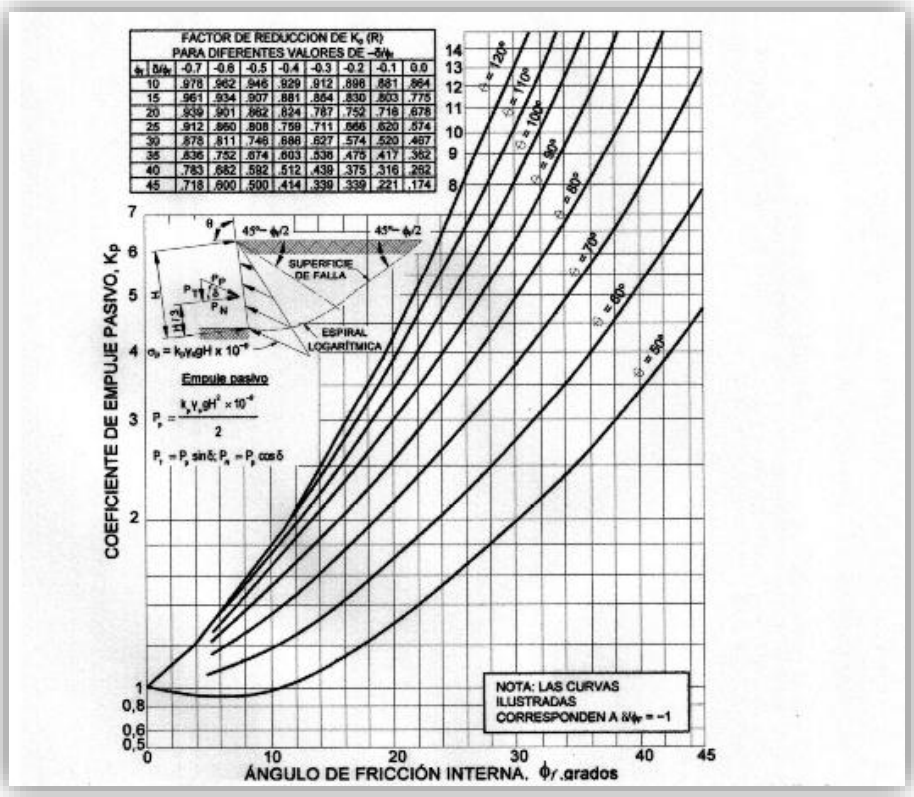


Ilustración 52 Procedimiento de cálculo de empuje pasivos del suelo para muros verticales e inclinados con relleno de superficie horizontal (U.S. departament of the Navy 1982)

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

Cargas De Diseño

Las cargas a considerar, en general son:

a) Cargas verticales de la superestructura, correspondiente a las reacciones de la carga muerta y viva. No se toma en cuenta el efecto de impacto.

b) El peso propio del estribo y del relleno.

c) El empuje del terreno más el efecto de sobrecarga sobre el terreno

d) Viento ejercido sobre la estructura y sobre la carga viva, que se transmite a través del apoyo fijo.

e) Fuerza por el empuje dinámico de las aguas y la fuerza de flotación.

f) Fuerza longitudinal que se transmiten a través del apoyo fijo debido al frenado de vehículos

g) Fuerza centrífuga, en el caso de puentes curvos

h) Fuerza sísmica de la superestructura y de la infraestructura.

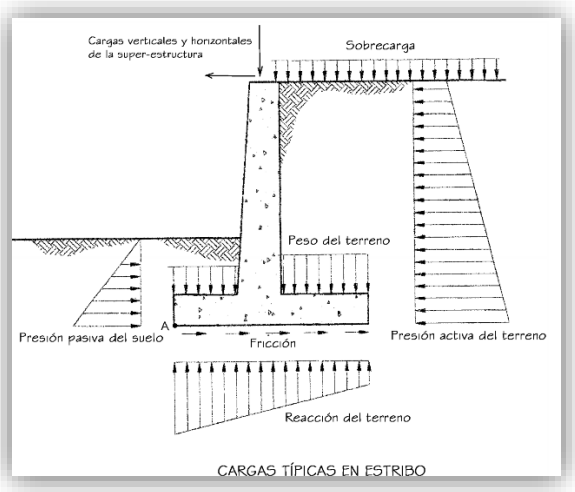


Ilustración 53 Cargas típicas en estribo

Fuente: Norma AASHTO LRFD 2010 del "Ing. Arturo Rodríguez Serquén"

2.3.3.7.2. Consideraciones Para La Estabilidad

Los estribos y muros de sostenimiento se deben dimensionar de manera de asegurar su estabilidad contra las fallas por vuelco, deslizamiento y presiones en la base (11.6.3.1).

A. Vuelco – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

Se debe calcular la excentricidad de la resultante alrededor del punto A en la base del estribo. Las fuerzas y momentos que resisten el vuelco se usan con factores de carga γ

mínimos (caso de cargas tipo DC, DW, EV, etc.). Las fuerzas y momentos que causan vuelco se usan con factores de carga γ máximos (caso de cargas EH y otras).

Para el estado límite de Resistencia, se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central (e ≤ B/4) excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los ¾ centrales (e ≤ 3/8 B) (Art. 11.6.3.3). Para el estado límite de evento extremo y con γ_{EQ}=0, mantener la fuerza resultante en la base del cimiento dentro de los 2/3 centrales (e ≤1/3 B) de las dimensiones del cimiento para cualquier suelo. Si en cambio γ_{EQ} = 1, mantener la resultante en la base del cimiento dentro de los 8/10 centrales (e ≤ 2/5 B). Para valores de γ_{EQ} entre 0 y 1.0, interpolar linealmente entre los valores especificados para definir las restricciones referidas a la ubicación de la resultante (Art. 11.6.5). En caso de cimientos cargados biaxialmente, estos requerimientos deben aplicarse en ambas direcciones.

B. Deslizamiento – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo (10.6.3.3)

El valor de la resistencia factorada al deslizamiento corresponde a una componente friccional ($\emptyset_T Q_T$) actuando a lo largo de la base del estribo y una componente debido a la presión pasiva del terreno ($\emptyset_{ep} Q_{ep}$) actuando en la cara vertical correspondiente. Esto es:

$$Q_R = \emptyset_T Q_T + \emptyset_{ep} Q_{ep} \qquad (10.6.3.3\text{-}1)$$

Dónde: Qt = (V) tan ɗ (10.6.3.3-2)

ɗ = ángulo de fricción entre la base del cimiento y el suelo

tan ɗ = tan Øf, para concreto vaciado directamente al suelo (10.6.3.3)

tan ɗ = (0.8)tan Øf para concreto pre-fabricado (10.6.3.3)

V= fuerza vertical total sobre el cimiento

Ø = ángulo de fricción interna del suelo.

Los valores $Ø_T$ y $Ø_{ep}$ se determinan de la Tabla 10.5.5.2.2-1. Para el estado límite de Evento Extremo, $Ø_T$ = 1.0 y $Ø_{ep}$ = 1.0. Si la resistencia pasiva no está asegurada debido a erosiones, socavaciones potenciales, o futuras excavaciones, se debe usar $Ø_{ep}$= 0 para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo.

La resistencia factorada al deslizamiento debe ser mayor o igual a las cargas horizontales factoradas aplicadas.

C. Presiones en la base – Estados Límites de Resistencia y Evento Extremo

Se calculan los esfuerzos basados en una distribución uniforme; en estribos cargados excéntricamente cimentados sobre roca, se supone una distribución de presiones triangular o trapezoidal.

Método de Meyerhof:

1. Hallar la excentricidad e con respecto al punto central de la base del cimiento, con las cargas aplicables factoradas:

$$e = \frac{\sum momento\ factores\ actuantes}{\sum fuerzas\ verticales\ factoradas\ actuantes}$$

2. Determinar los esfuerzos verticales factorados. Si la estructura está cargada bi-axialmente, el cálculo se realiza en ambas direcciones.

Basados en una distribución de presión uniforme actuando en la base (suelo no rocoso), el valor de q es:

$$e = \frac{\sum fuerzas\ verticales\ factoradas\ actuantes/unidad\ de\ longitud}{B-2e} \qquad (11.6.3.2\text{-}1)$$

Dónde: B = ancho del cimiento en el plano de cargas

B – 2e = ancho efectivo de cimiento

V u = suma de las fuerzas verticales factoradas.

Para suelo rocoso la distribución de presiones es trapezoidal o triangular:

$$q_{máx} = \frac{V_u}{B}\left(1 + \frac{6e}{B}\right) \qquad (11.6.3.2\text{-}2)$$

$$q_{mín} = \frac{V_u}{B}\left(1 - \frac{6e}{B}\right) \qquad (11.6.3.2\text{-}2)$$

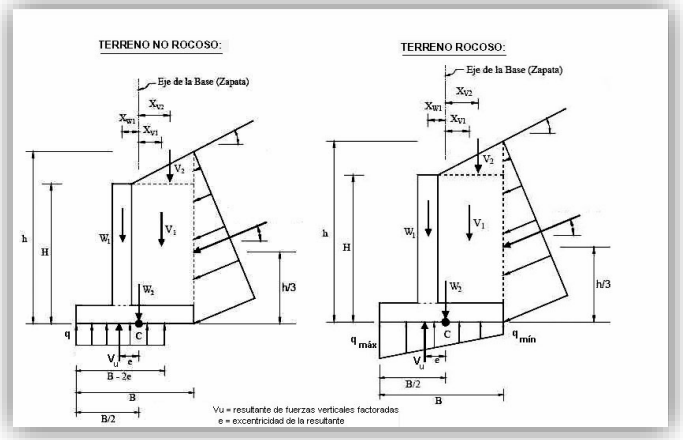


Ilustración 54 Formas del terreno

Fuente: Norma AASHTO LRFD del "Ing. Arturo Rodrigez Serquén"

3. Comparar q ó qmáx, que incluyen factores de carga, con la capacidad portante del terreno (capacidad última de apoyo para el suelo, multiplicado por el factor de resistencia apropiado). La capacidad de apoyo factorada (resistencia) debe ser mayor o igual que el esfuerzo de apoyo factorado:

$$q_R \leq \emptyset_b\, q_n \qquad (10.6.3.1.1\text{-}1)$$

Dónde: qn = qu =capacidad portante última no factorada para el estado límite apropiado

Øb= factor de resistencia (Tabla 10.5.5.2.2-1 y Art. 11.6.5)

Notar que qu es el mismo para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo. Un factor de resistencia de 1.0 se usa en el cálculo de presiones sobre el terreno en el estado límite de Evento Extremo según Art. 11.6.5. (Ver Tabla 10.5.5.2.2-1 para factores de resistencia en el estado límite de Resistencia).

La capacidad de apoyo para los estados límites de Resistencia y Evento Extremo deben ser calculados considerando los efectos de resistencia cohesiva y friccional del suelo, forma y dimensiones de la cimentación, profundidad de desplante y la inclinación del suelo que

presiona sobre el estribo. Los estudios geotécnicos determinarán la capacidad portante. Los factores de inclinación de carga en general no se consideran en la determinación de la capacidad portante.

Tabla 78 factores de resistencia en cimientos superficiales, Estado Limite de resistencia

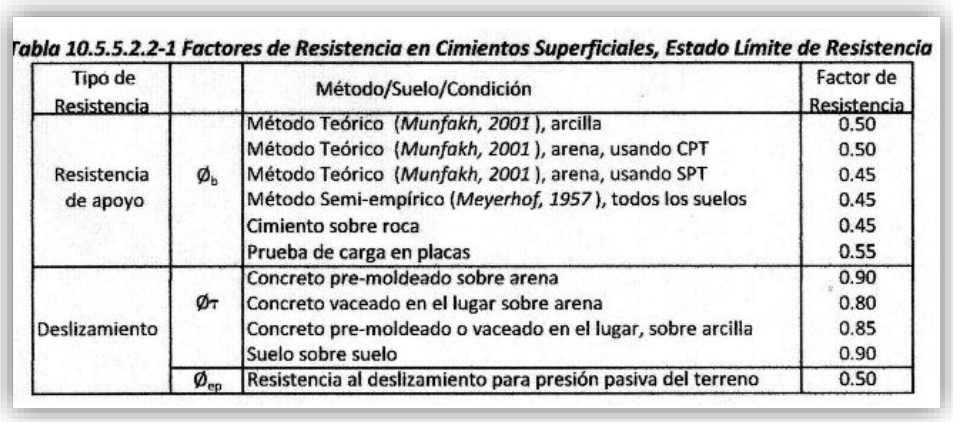


Tabla 10.5.5.2.2-1 Factores de Resistencia en Cimientos Superficiales, Estado Límite de Resistencia

Tipo de Resistencia		Método/Suelo/Condición	Factor de Resistencia
Resistencia de apoyo	$\emptyset_b$	Método Teórico (*Munfakh, 2001*), arcilla	0.50
		Método Teórico (*Munfakh, 2001*), arena, usando CPT	0.50
		Método Teórico (*Munfakh, 2001*), arena, usando SPT	0.45
		Método Semi-empírico (*Meyerhof, 1957*), todos los suelos	0.45
		Cimiento sobre roca	0.45
		Prueba de carga en placas	0.55
Deslizamiento	$\emptyset_\tau$	Concreto pre-moldeado sobre arena	0.90
		Concreto vaceado en el lugar sobre arena	0.80
		Concreto pre-moldeado o vaceado en el lugar, sobre arcilla	0.85
		Suelo sobre suelo	0.90
	$\emptyset_{ep}$	Resistencia al deslizamiento para presión pasiva del terreno	0.50

Fuente: Norma AASHTO LRFD del “Ing. Arturo Rodrigez Serquén”

CAPÍTULO III

3. METODOLOGÍA.

3.1. Tipo de Estudio.

El trabajo de investigación que se va a llevar a cabo para realizar el presente proyecto de graduación será del tipo aplicada y de campo, por la aplicación de conceptos y teorías para la evaluación de los puentes y con los resultados obtenidos se realizará la evaluación en el puente sobre el río Badcahuan, ya que no existe información de evaluaciones previas.
Población y Muestra.

La evaluación funcional y estructural del puente Sobre el Rio Badcahuan considera la siguiente población y muestra:

Población:

Puente sobre el Rio Badcahuan; perteneciente al Cantón Penípe

Muestra:

Puente sobre el Rio Badcahuan; perteneciente al Cantón Penípe

3.2. Operación de Variables.

Variable Independiente: REDISEÑO DEL PUENTE SOBRE EL RÍO BADCAHUAN.				
Conceptualización	Dimensiones	Indicadores	Ítems	Técnicas e Instrumentos
Recolectar información del puente sobre el río Badcahuan, para conocer al diseño original y las condiciones de diseño, topografía, información	1. Recolección de información obtenida de la población del sector donde se ubica el puente.	1.1.- Realizar encuestas a la población de estudio.	1.1.1. ¿Tiempo estimado de construcción del puente?	Encuestas realizadas. Tabulación de resultados. Registro de datos obtenidos.
			1.1.2. ¿Recibe o no el puente el adecuado mantenimiento?	Encuestas realizadas. Tabulación de resultados. Registro de datos obtenidos.
	2. Acceder a la información existente en el GAD del cantón Penípe.	1.2.- Revisión de archivos existente en la secretaría técnica de gestión de obras públicas.	1.2.1. ¿Se realizaron estudios para la construcción del puente?	Observación directa. Recolección y registro de datos.
			1.2.2. ¿Qué normas y especificaciones se cumplieron en la construcción del puente?	Observación directa. Recolección y registro de datos.

hidráulica, para proceder al correcto rediseño del puente, para satisfacer las necesidades actuales de la población.	3. Tabulación de datos e información recopilada	3.1.- Evaluación funcional	3.1.1. ¿El ancho de carril de los puentes es el óptimo para brindar seguridad para la circulación vehicular y peatonal?	Observación directa. Recolección y registro de datos.
			3.1.2. ¿Las barandas existentes garantizan la debida seguridad al peatón?	Observación directa. Recolección y registro de datos.
		2.2. Evaluación estructural	2.2.1. ¿De los datos obtenidos cuales son los elementos que se encuentran en zona crítica o que presentan daños de consideración?	Obtención y registro de datos. Estudio preliminar.

Variable dependiente: Seguridad peatonal				
Conceptualización	Dimensione s	Indicadores	Ítems	Técnicas e
Con la evaluación estructural y funcional, se obtienen datos sobre las seguridades que brinda el puente para el libre y seguro tránsito de peatones.	1. Tabulación de datos e información recopilada.	1.Evaluación Funcional	1.1.. ¿El diseño original del puente contemplaba la construcción de aceras y drenajes?	Observación directa. Información obtenida del GAD.
		2. Evaluación estructural.	1.2.. ¿El puente evaluado posee las mismas características con las que originalmente fue concebido?	Observación directa. Información recopilada en la inspección.

Variable dependiente: Seguridad vehicular.				
Conceptualización	Dimensione	Indicadores	Ítems	Técnicas
Recopilar datos de la evaluación estructural y funcional, sobre las seguridades que brinda el puente para el libre y seguro tránsito de vehículos.	Tabulación de datos e información recopilada.	1.Evaluación Funcional	1.1.1.¿Se realizó un estudio previo a la construcción del puente?	Observación directa. Información obtenida del GAD.
		2.Evaluación estructural	1.2.1.¿Los elementos constitutivos del puente se encuentran en buen estado?	Observación directa. Información recopilada, Calificación obtenido luego de la inspección.

3.3. Procedimiento.

3.3.1. Evaluación funcional y estructural.

Recopilar datos e información histórica.- Debido a que no existen datos de mantenimientos ni modificaciones realizadas anteriormente, se debe recolectar información en los lugares de mayor influencia para determinar la vida útil del puente.

Evaluación funcional del puente (incluye ensayos).- Se realizara basándonos en la **GUÍA DE INSPECCIÓN FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL DE PUENTES DE CONCRETO REFORZADO TIPO LOSA Y LOSA SOBRE VIGAS**, el mismo que fue desarrollado como proyecto de tesis en la Universidad Nacional de Chimborazo por los ingenieros Luis Sánchez y Adriana Ortiz. Se evaluarán los elementos constitutivos del puente sobre el río Badcahuan.

La evaluación será argumentada con fotografías y notas, durante la obtención de datos en la inspección del puente, como en los ensayos que se realicen.

Tabulación de datos obtenidos.- Tabulamos todos los datos obtenidos en la evaluación para poder calificar el estado actual de los elementos del puente.

Calificación de los elementos del puente.- Una vez realizado la evaluación y los ensayos al puente, se debe dar una calificación real al puente en base al porcentaje de daños existentes en cada uno de los elementos del puente.

Evaluación estructural del puente: Se realizara basándonos en la NORMA AASHTO STÁNDAR, y así se verificara lo establecido en la misma.

El proceso de evaluación estructural: estará basado en lo siguiente: Dimensiones de los elementos tomados en campo, Estudios de suelos, Ensayo del esclerómetro; así con la obtención de estos requisitos se procedió al cálculo de cada uno de los elementos de la superestructura y la subestructura.

Resultados de la evaluación estructural del puente: Con los resultados obtenidos en la evaluación estructural del puente comparamos con los parámetros establecidos en la Norma

3.3.2. Condiciones de tráfico del sector.

- Establecer el formato de conteo: realizar un formato que nos permita obtener una clasificación detallada de los vehículos que circulan por el puente.
- Conteo de vehículos: el aforador deberá trasladarse a la estación de conteo para registrar y clasificar durante las horas pico, los vehículos que circulen por el sector.

- Definir por medio del avance agrícola para obtener una estación de conteo, esto se realizará por medio de su producción tomando en cuenta algunos parámetros de la zona.
- Especificar claramente las zonas de agricultura y zonas de turismo para la mayor afluencia de tráfico.
- Identificar los sentidos de circulación.
- Tabulación de resultados.
- Cálculo del TPDA.

3.3.3. Levantamiento topográfico.

- ✓ Elegir el equipo adecuado a utilizar.
- ✓ Precisar un punto de referencia con una estaca o una señal que se pueda distinguir ya que este servirá para un posterior replanteo del proyecto.
- ✓ Realizar el levantamiento topográfico del puente, esto se lo realiza con una franja topográfica de las aguas arriba y aguas abajo.
- ✓ Dibujar los planos topográficos.

CAPÍTULO IV

4. ESTUDIOS REALIZADOS

4.1. Caudales de diseño

4.1.1. Red hidrográfica.

Cercano a la población de Penípe, por la vía que conecta esta población con la Comunidad el Altar, se encuentra el río Badcahuan.

El ilustración 48, contiene la cuenca hidrográfica en estudio, su red hidrográfica y la sección de interés.

- Nace en los Paramos de Pajón y desemboca en el Rio Chambo a 3.335 msnm.
- El recorrido del rio Badcahuan de 5.51Km.
- El sistema hidrográfico en estudio tiene un área total de drenaje de 5.49Km2.

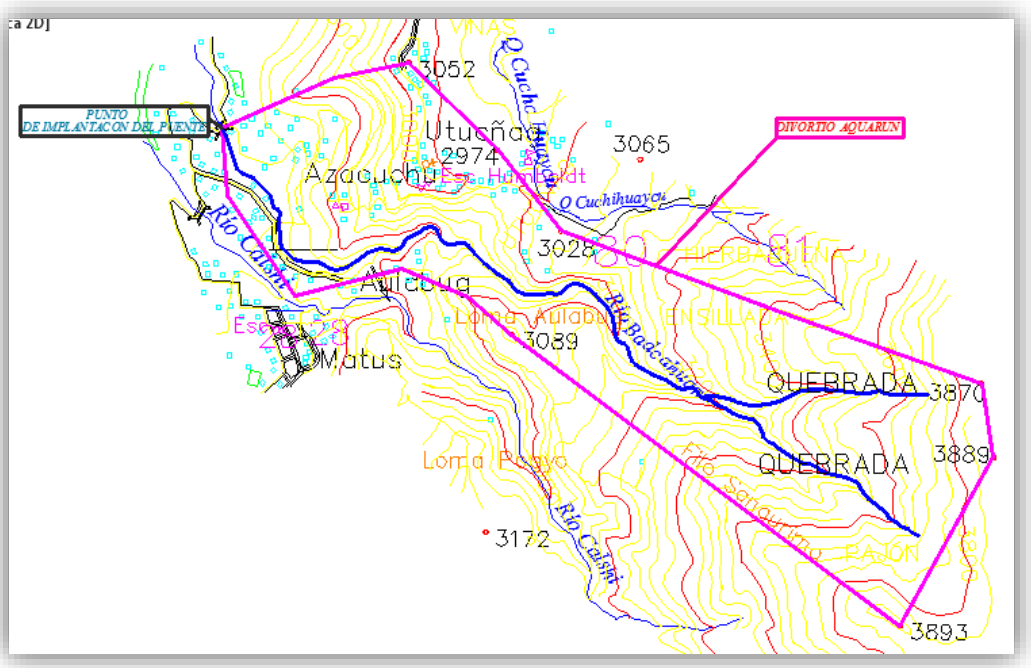


Ilustración 55 Delimitación de la cuenca
Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.1.2. Climatología.

La caracterización del clima que predomina en área de interés no solo permite tener una idea de las condiciones en las que desempeñará el proyecto, sino que también constituye

información básica para la determinación de caudales máximos, al aplicar modelos precipitación – escurrimiento.

Estos datos también son necesarios para la toma de decisiones sobre aspectos ambientales del proyecto.

Las características del clima consideradas de mayor interés en el proyecto son:

Temperaturas medias y extremas y su distribución en el año; humedad relativa media; lluvia anual y su distribución en el año, y lluvias intensas.

4.1.3. Información disponible.

El análisis climático expuesto a continuación, se sustenta en los registros históricos de la estación meteorológica ubicada en Riobamba a una altitud de 1°39’0” S y una longitud de 78°39’0” a una a altitud de 2740msnm. Los datos existentes corresponden a diferentes períodos, en relación con las variables climáticas.

4.1.4. Características principales del clima.

La caracterización climatológica se realiza a través de los valores medios y extremos a nivel anual, mensual y de los propios valores absolutos de las variables respectivas. Se asume en general, como valores climáticos representativos para la zona del proyecto, los datos de la estación Riobamba Politécnica.

4.1.5. Humedad.

Es la cantidad de vapor de agua, expresada en porcentaje, presente en los estratos bajos de la atmósfera. En las estaciones de control, regularmente se toma tres lecturas diarias: 07:00am, 13:00pm y a las 19:00pm. En el siguiente cuadro se incluyen los valores medios mensuales del mes de febrero siendo el más crítico, observados en la estación Riobamba Politécnica.

Tabla 79 Valores de Humedad

Valores característicos de la humedad realita (%)			
ESTACIÓN	MEDIOS MENSUALES		
	MEDIOS	MINIMO	MÁXIMO
RIOBAMABA POLITECNICA	76	38	98

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.1.6. Temperatura.

La temperatura ha sido evaluada en términos de características anuales y mensuales.

En el Cuadro siguiente se presentan las temperaturas representativas de la estación Riobamba Politécnica, en valores medios mensuales.

Tabla 80 Valores de temperatura

Temperaturas característicos (°C)			
ESTACIÓN	TEMPERATURAS MENSUALES		
	MEDIOS	MINIMO	MÁXIMO
RIOBAMABA POLITECNICA	20,50	7,20	23,60

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.1.7. Precipitación.

El régimen pluvial del área presenta una distribución temporal a través del año, que generalmente tiene su valor máximo en los meses de febrero y abril, en lo que respecta a la época de poca pluviosidad se presenta entre los meses de julio y septiembre.

A continuación se detallan los valores característicos de la lluvia a nivel anuales.

Tabla 81 Valores de precipitación

Valores caracteristicos de pluviosidad mesual (mm)			
ESTACIÓN	lluvia media mensual		
	MEDIOS	MINIMO	MÁXIMO
RIOBAMABA POLITECNICA	67,60	8,40	157,50

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

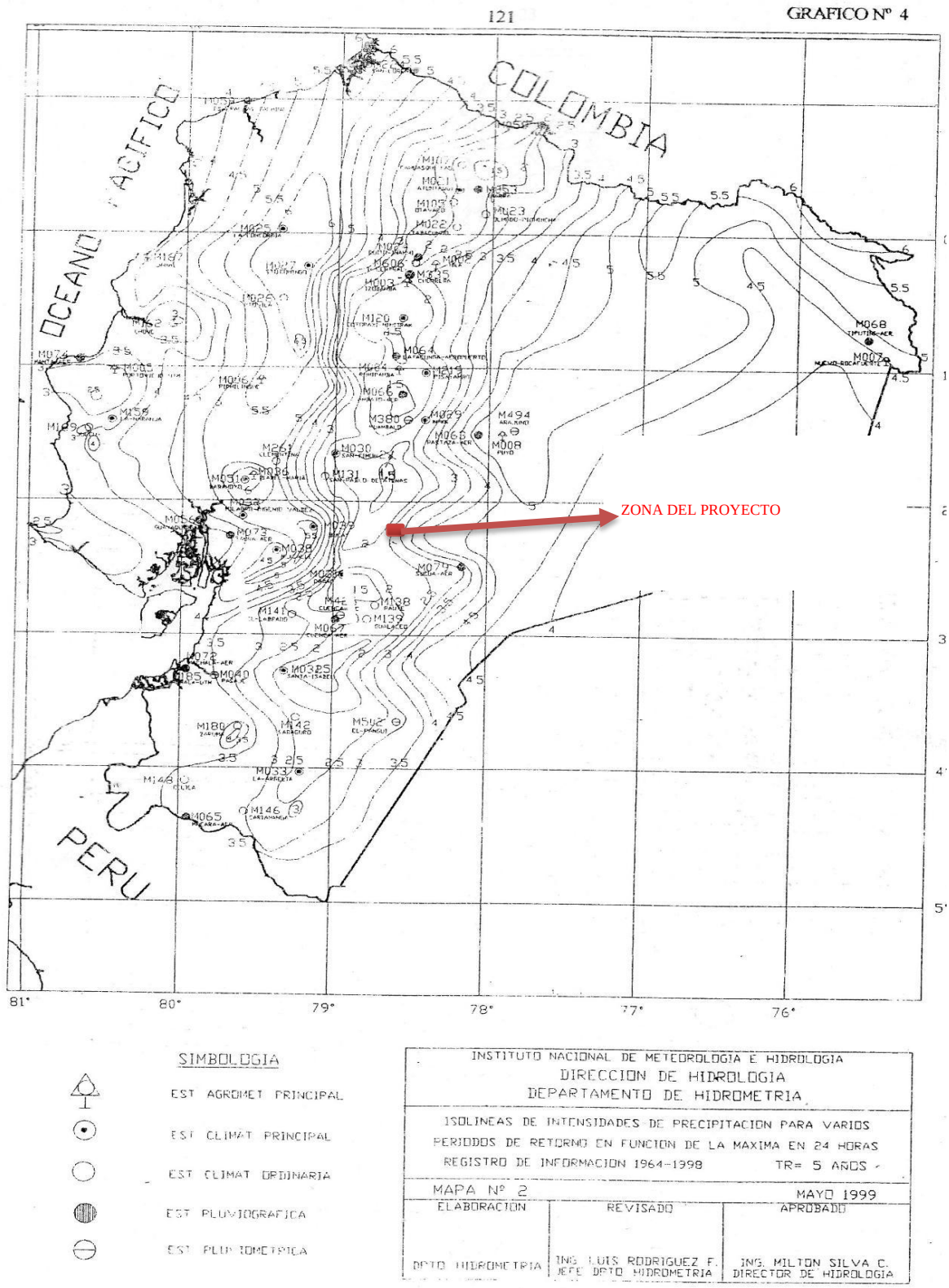
4.1.8. Distribución temporal y espacial de las lluvias intensas.

En base al estudio "Cálculo de Intensidades de Lluvia para el Diseño de Obras de Drenaje", del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) - 1999, que se sustenta en conceptos de regionalización, se determinaron las relaciones intensidad - duración – período de retorno.

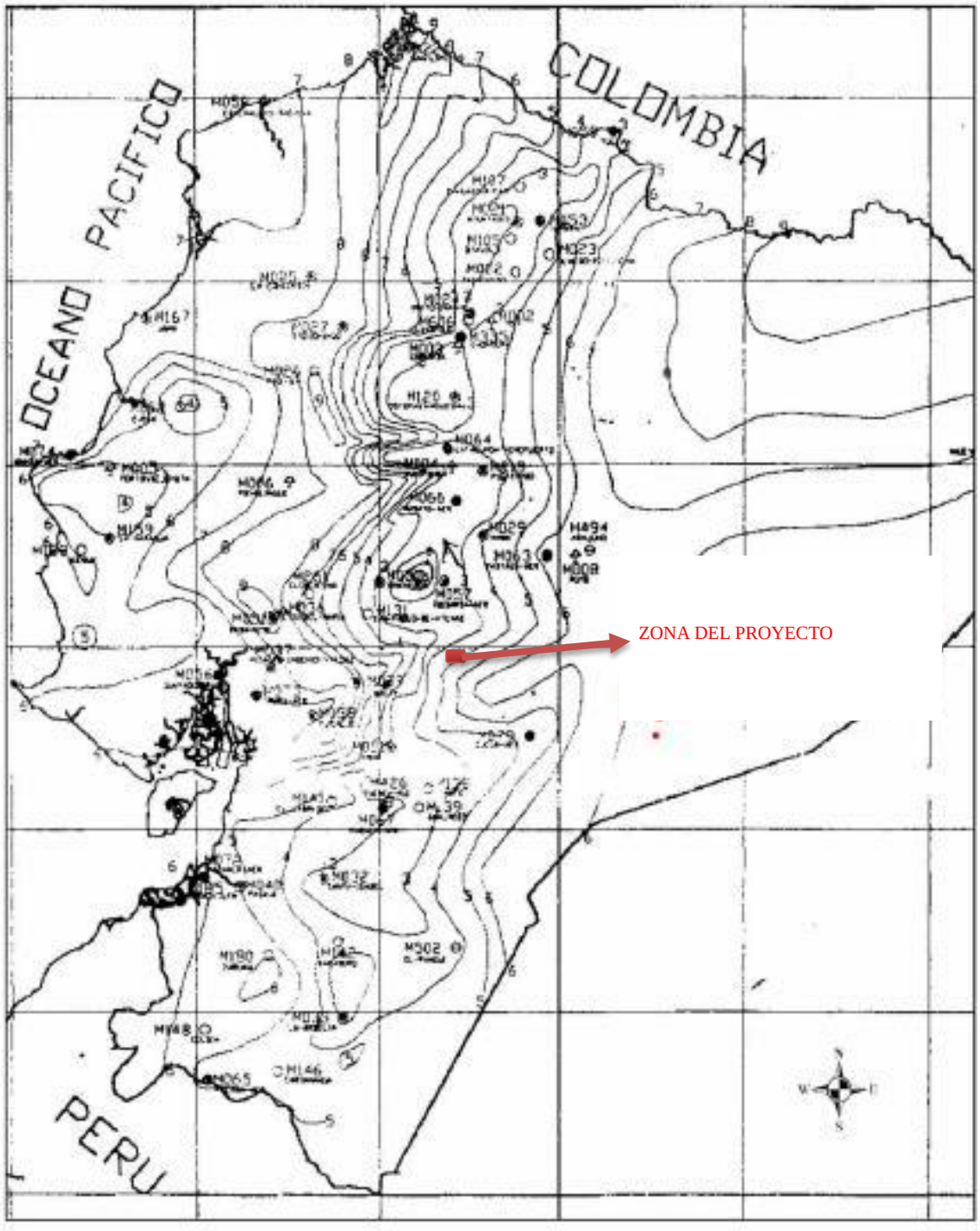
El área de estudio se localiza en la zona 33 de la regionalización propuesta por dicha institución sobre intensidades de lluvia.

TR= 5 años. La Isolínea que atraviesa la cuenca en estudio es Id TR = 2.5 mm/h.

ZONIFICACIÓN DE INTENSIDADES

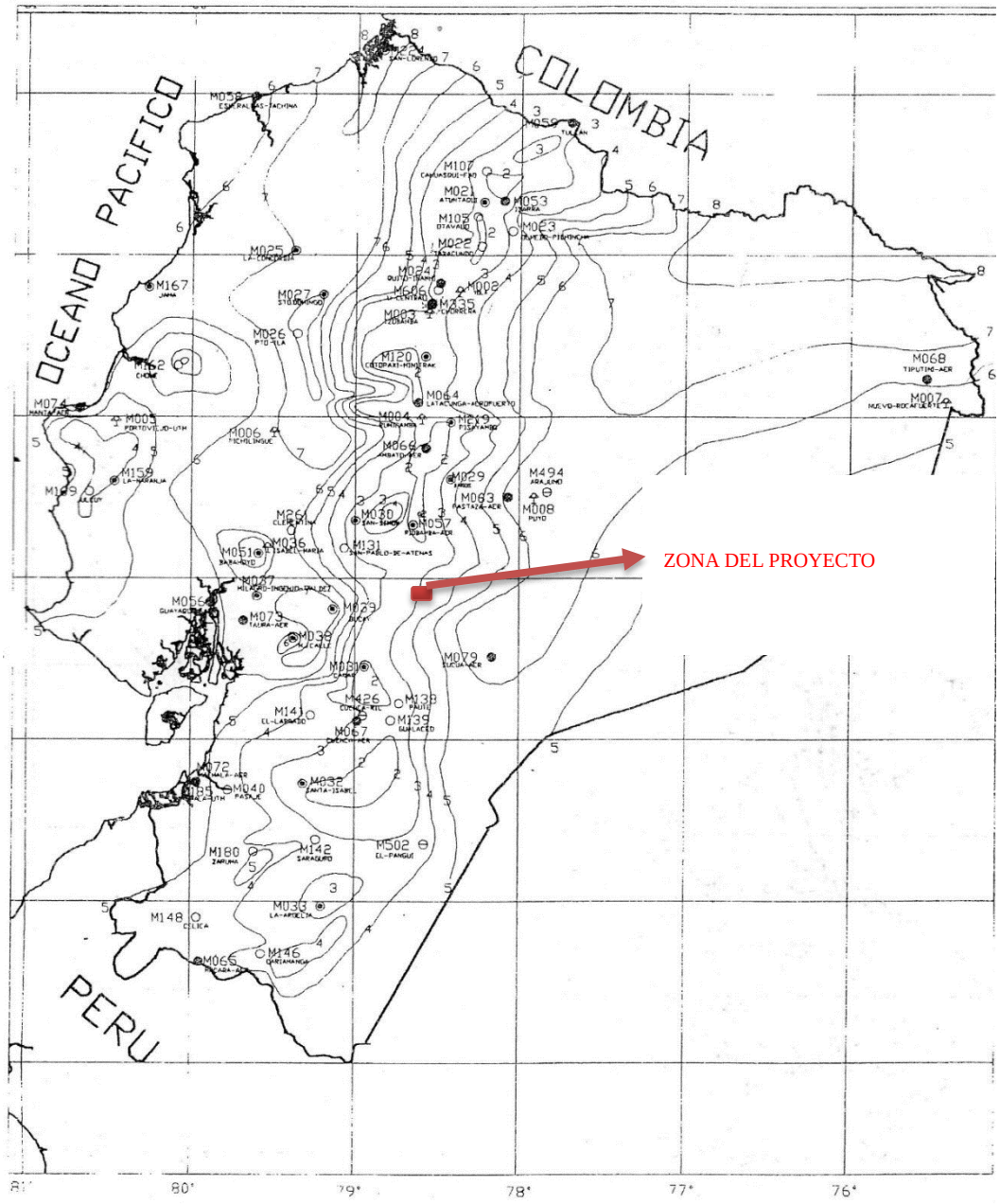


TR=10 años. En la cuenca en estudio atraviesan las isolíneas 2 y 3, entonces en este caso utilizaremos el promedio quedando un Id TR=2.3 mm/h.



TR=25 años La isolínea que atraviesa la cuenca en estudio es Id TR=3 mm/h

GRAFICO Nº 6



SIMBOLOGIA

EST AGROMET PRINCIPAL

EST CLIMAT PRINCIPAL

EST CLIMAT ORDINARIA

EST PLUVIOGRAFICA

EST PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA
DIRECCION DE HIDROLOGIA
DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA

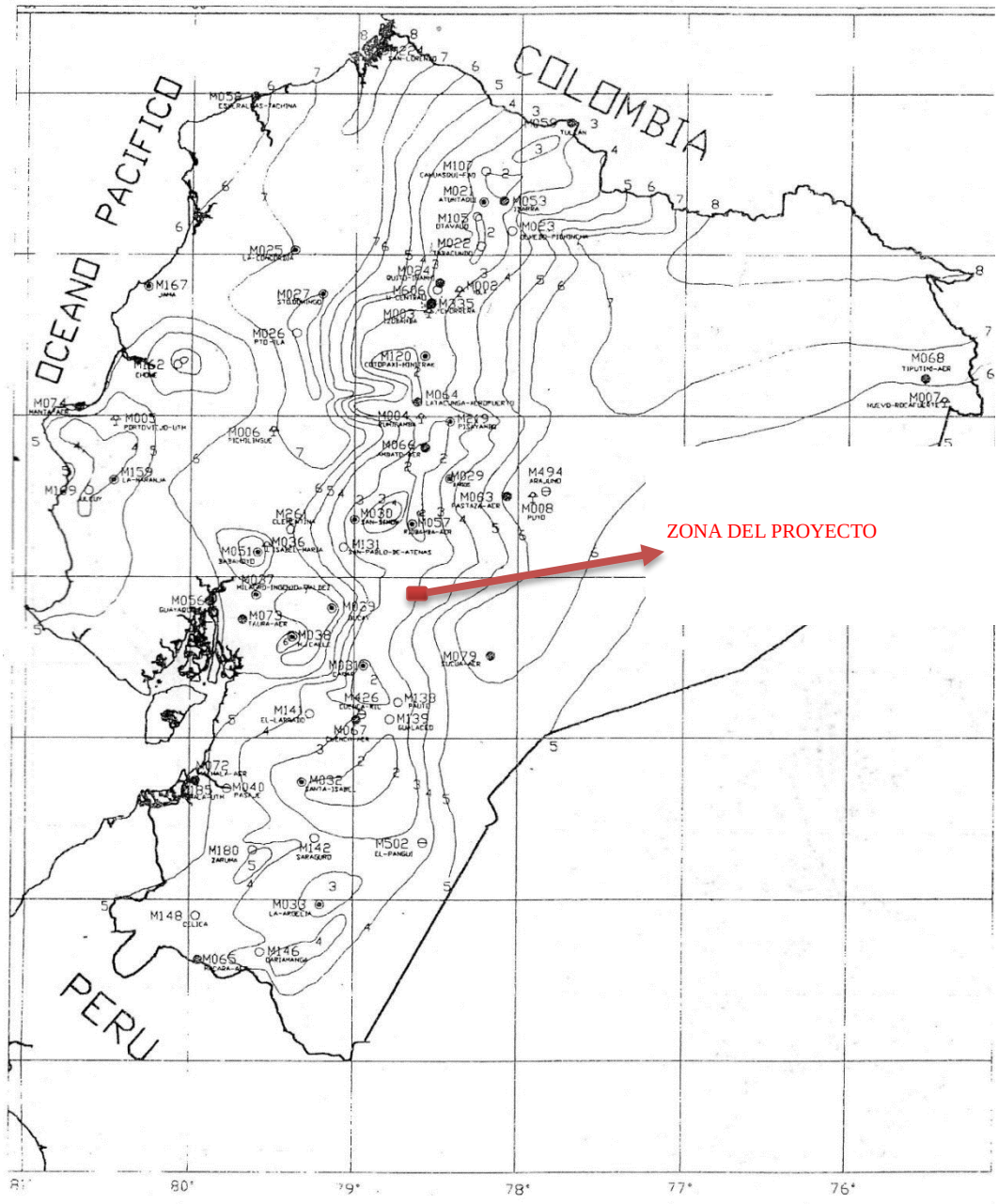
ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LA MAXIMA EN 24 HORAS
REGISTRO DE INFORMACION 1964-1998 TR= 25 AÑOS

MAPA Nº 4 MAYO 1999

ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO. HIDROMETRIA	ING. LUIS RODRIGUEZ F.	ING. MILTON SILVA C.

TR= 50 años La isolínea que atraviesa la cuenca en estudio es Id TR=3 mm/h

GRAFICO Nº 6

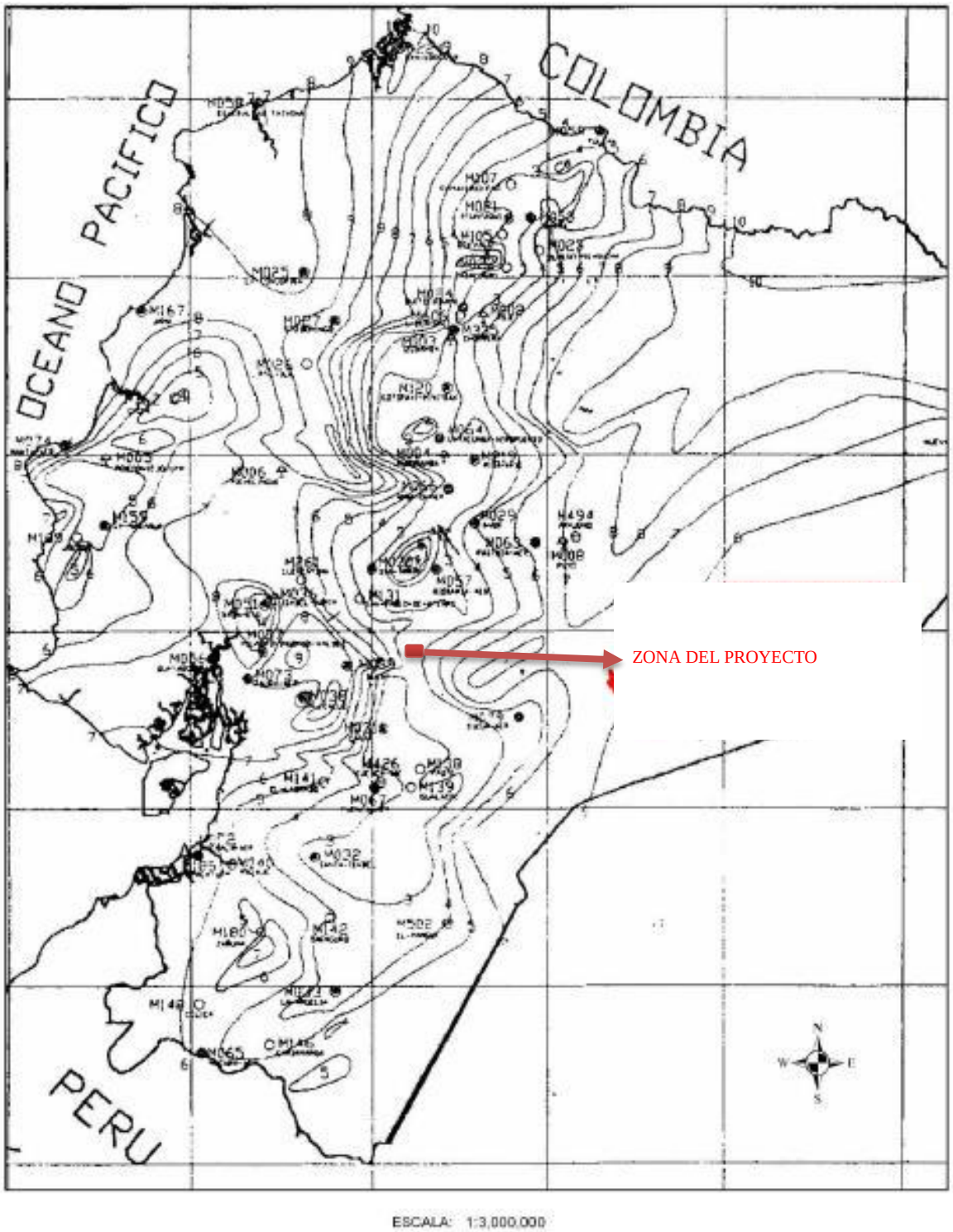


SIMBOLOGIA

- EST AGROMET PRINCIPAL
- EST CLIMAT PRINCIPAL
- EST CLIMAT ORDINARIA
- EST PLUVIOGRAFICA
- EST PLUVIOMETRICA

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA E HIDROLOGIA DIRECCION DE HIDROLOGIA DEPARTAMENTO DE HIDROMETRIA		
ISOLINEAS DE INTENSIDADES DE PRECIPITACION PARA VARIOS PERIODOS DE RETORNO EN FUNCION DE LA MAXIMA EN 24 HORAS REGISTRO DE INFORMACION 1964-1998 TR= 25 AÑOS		
MAPA Nº 4		MAYO 1999
ELABORACION	REVISADO	APROBADO
DPTO HIDROMETRIA	ING. LUIS RODRIGUEZ F.	ING. MILTON SILVA C.

TR= 100 años. En la cuenca en estudio atraviesan las isolíneas 3 y 4, entonces en este caso utilizaremos el promedio quedando un Id TR =3.5 mm/h.



4.1.9. Características físicas de las cuencas de drenaje.

A continuación se presentan las características físicas de la cuenca de drenaje:

4.1.9.1. Características físicas de la cuenca.

a. Perímetro

La Cuenca del Río Badcahuan tiene un perímetro de **11998.47 m** (metros) es decir **11,99 km** (Kilómetros).

b. Área

La Cuenca del Río Badcahuan tiene un área de **5488467.84 m² (5.489km²)** y el recorrido es de **5.51km.**

Tabla 82 Tamaño relativo de los sistemas hidrológicos

TAMAÑO RELATIVO DE LOS SISTEMAS HIDROLÓGICOS		
UNIDAD. HRIDROLÓGICA	AREA (Km2)	# DE ORDEN
Micro Cuenca	10-100	1,2,3
Sub Cuenca	101-700	4,5
Cuenca	más de 700	6 a más

Fuente: libro HIDRO-RED

A partir del cálculo de áreas de nuestra cuenca en estudio y comparándola con los valores de la tabla mostrada anteriormente llegamos a la conclusión de que se trata de una **micro-cuenca**.

c. Factor de forma.

Es la relación entre el área de la cuenca y el cuadrado del máximo recorrido. Este parámetro mide la tendencia de la cuenca hacia las crecidas, rápidas y muy intensas a lentas y sostenidas, según que su factor de forma tienda hacia valores extremos grandes o pequeños, respectivamente. Es un parámetro adimensional que denota la forma redondeada o alargada de la cuenca.

$$F = \frac{A}{L^2}$$

A = Área de la cuenca.

L = Longitud de máximo recorrido.

Para nuestro caso el factor de forma lo hallamos con los siguientes valores:

$$F = \frac{A}{L^2}$$

$$F = \frac{5.489}{(5..51)^2} = \mathbf{0.996}$$

d. Índice de compacidad.

Este parámetro adimensional, describe la geometría de la cuenca y está estrechamente relacionado con el tiempo de concentración del sistema **hidrológico**.

Dónde: P = Perímetro de la cuenca.

A = Área de la cuenca.

$$Kc = 028\ P\ A^{-1/2}$$

$$Kc = 028\ (\ 11.99\ km) * (5.489)^{-1/2}$$

$$Kc = 1.43$$

Tabla 83 Formas de la cuenca de acuerdo al índice de compacidad

FORMAS DE LA CUENCA DE ACUERDO AL ÍNDICE DE COMPACIDAD		
CLASE DE FORMA	ÍNDICE DE COMPACIDAD (KC)	FORMA DE LA CUENCA
Clase I	1.0 a 1.25	Casi redonda a oval - redonda
Clase II	1.26 a 1.50	Oval - redonda a oval - oblonga
Clase II	1.51 a 1.75	Oval - oblonga a rectangular - oblonga

Fuente: libro HIDRO-RED

La forma de nuestra cuenca según el índice de compacidad **kc** hallado, es de **CLASE II** y su forma es casi Oval - Redonda a Oval – Oblonga.

e. Pendiente de laderas o pendiente de la cuenca.

Es el promedio de las pendientes de la cuenca, es un parámetro muy importante que determina el tiempo de concentración y su influencia en las máximas crecidas y en el potencial de degradación de la cuenca, sobre todo en terrenos desprotegidos de cobertura

vegetal. Existen variadas metodologías, tanto gráficas como analíticas, que permiten estimar la pendiente de la cuenca.

Dentro de las metodologías gráficas, la más recomendada por su grado de aproximación es el **Método de HORTON** y dentro de las analíticas la que se expresa mediante la siguiente ecuación:

$$S_c = \frac{C}{A}\sum_{i=1}^{n} l_i$$

$$S_c = \frac{0.20}{5.489}(2.890km * 100\%$$

$$S_c = 10.5\% \cong S_c = 11\%$$

Dónde: Sc = Pendiente de la cuenca

C = Equidistancia entre curvas de nivel = 200m

A = Área de la cuenca

l_i = Longitud de cada curva de nivel = 33350,86 m= 33,35Km

Con la pendiente de laderas o pendiente de la cuenca nos permite saber el tipo de relieve que encontramos en porcentaje la clasificación de las cuencas de acuerdo a la pendiente de laderas, se aprecia en la Tabla 142.

Tabla 84 Pendiente promedio de las cuencas

CLASIFICACIÓN DE LAS CUENCAS DE ACUERDO A LA PENDIENTE PROMEDIO		
Pend. Media (%)	**Tipo de Relieve**	**Símbolo**
0-3	Plano	P1
3-7	Suave	P2
7-12	Mediano	P3
20-35	Accidentado[1]	P4
35-50	Fuerte	P5
50-75	Muy Fuerte	P6
50-75	Escarpado	P7
>75	Muy Escarpado	P8

Fuente: libro HIDRO-RED

Se tiene una pendiente **mediana**.

f. Coeficiente orográfico (CO).

Es la relación entre el cuadrado de la altitud media del relieve y la superficie proyectada sobre un plano horizontal. Este parámetro expresa el potencial de degradación de la cuenca, crece mientras que la altura media del relieve aumenta y la proyección del área de la cuenca disminuye. Por esta razón toma valores bastante grandes para micro cuencas, pequeñas cuencas y zonas montañosas, disminuyendo en cuencas extensas y de baja pendiente.

$$\boldsymbol{C_o = \frac{H^2}{A}}$$

Dónde: Co = Coeficiente Orográfico, adimensional

H = Altitud media del Relieve

A = Área de la cuenca

$$C_o = \frac{3800m^2}{5488467.84m^2}$$

$$C_o = 2.63$$

El coeficiente orográfico del Rio Badcahuan según nuestros cálculos es de **2.63**

4.1.10. Cálculo del caudal máximo mediante intensidades

Esta parte del capítulo tiene por objeto el estudio de los caudales máximos correspondientes a la cuenca en estudio.

La cuenca carece de registros hidrológicos, por lo que es necesario aplicar métodos hidrometeorológicos de cálculo, basados en los datos de precipitaciones y en las características físicas de la cuenca.

4.1.10.1. Transformación de lluvia en escorrentía

Para la aplicación del método se han definido y evaluado los siguientes parámetros básicos:

Tabla 85 Datos de la cuenca hidrográfica

	DATOS DE LA CUENCA HIDROGRAFICA					DATOS DEL CAUCE DEL RIO				
Cuenca	A Km2	P Km	Hmáx (t) m	Hmín (t) m	Ht m	Lc Km	Hmáx (c) m	Hmín (c) m	Hc m	Sc m/m
Puente sobre el río Badcahuan	5,49	5,487	3800	2600	1200	5,51	2599,76	2587,19	12,57	0,218

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Para el cálculo del tiempo de concentración se utilizó varios métodos:

Kirpich:

$$Tc = 0.02 * L^{0.77} * S^{-0.385}$$

Instrucción de carreteras:

$$Tc = 0.3 * \left(\frac{L}{J^{1/4}}\right)^{0.76}$$

Bransby Williams

$$Tc = \frac{L}{1.5 * D} * \sqrt[5]{\frac{M^2}{F}}$$

Tabla 86 Calculo de tiempo de concentración

TIEMPO DE CONCENTRACIÓN		
AUTOR	**HORAS**	**MINUTOS**
Kirpich	0,14	8,22
Bransby Williams	1,53387525	92,03
Instrucción de carreteras	1,50	89,82
Tc Asumido		**90,93**

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Según los cálculos realizados tenemos un tiempo de concentración 90.93minutos.

4.1.10.2. Cálculo del caudal máximo mediante intensidades

Esta parte del capítulo tiene por objeto el estudio de los caudales máximos correspondientes a la cuenca en estudio.

La cuenca carece de registros hidrológicos, por lo que es necesario aplicar métodos hidrometeorológicos de cálculo, basados en los datos de precipitaciones y en las características físicas de la cuenca.

4.1.10.3. Lluvia de diseño obtenido de las curvas intensidad-duración – frecuencia

La determinación de las intensidades máximas se realizó en base al documento facilitado por el INAMHI; el modelo establece relaciones funcionales entre la intensidad máxima diaria. La cuenca hidrográfica del presente estudio se localiza en la zona 33, definida por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, INAMHI, para el estudio de lluvias intensas, establece las siguientes ecuaciones:

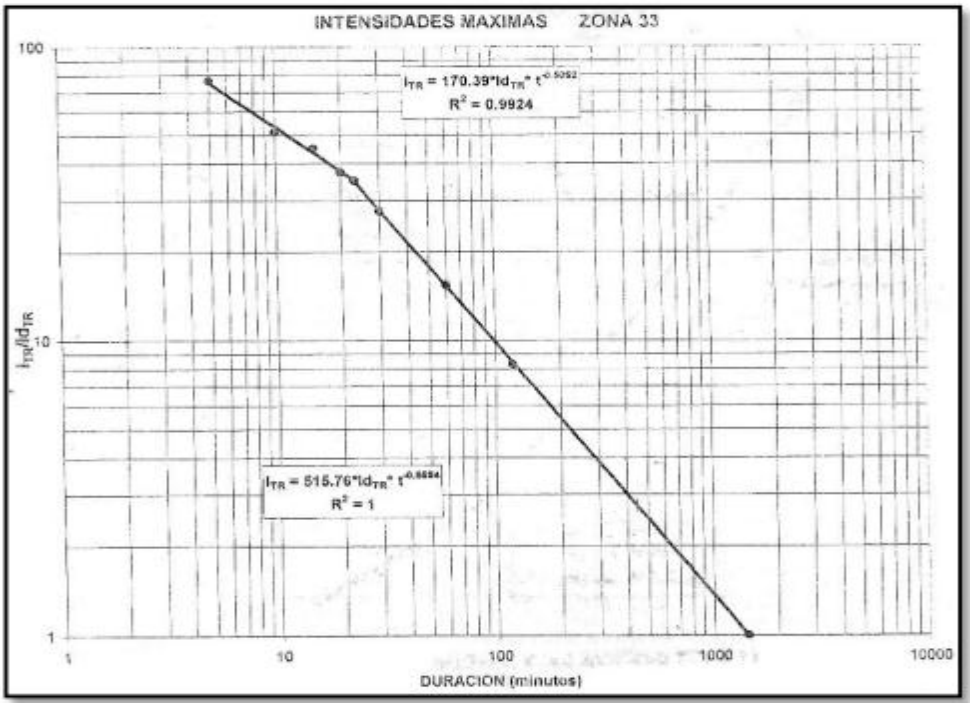


Ilustración 56 Intensidades máximas Zona 33

Fuente: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI

Tabla 87 Intensidad máxima de precipitación

5 min < 60 min	$I_{TR} = 137.27\ t\text{^}{-0.5153}\ Id_{TR}$
60 min < 1440 min	$I_{TR} = 578.56\ t\text{^}{-0.8736}\ Id_{TR}$

Fuente: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI

Dónde: ITR: Intensidad máxima de precipitación para cualquier periodo de retorno en mm/h,

IdTR: Intensidad máxima diaria en mm/h para un periodo de retorno dado.

t: Tiempo de duración de la lluvia en minutos.

Las intensidades máximas diarias IdTR, se determinan de los mapas de isolíneas correspondientes, en función de los periodos de retorno de 5, 10, 25, 50 y 100 años.

En los cuales ubicamos la cuenca del presente estudio e interpolamos las isolíneas para encontrar la isolínea correspondiente a nuestra cuenca.

A continuación se detalla los IdTR encontrados:

4.1.10.4. Cálculo de intensidades de lluvia

5 min < 60 min	$I_{TR} = 137.27\ t\text{^}{-0.5153}\ Id_{TR}$
60 min < 1440 min	$I_{TR} = 578.56\ t\text{^}{-0.8736}\ Id_{TR}$

Tabla 88 Cálculo de Intensidad de Lluvia

TR AÑOS	Id	TIEMPO MINUTOS									
		5	10	15	20	30	60	90	360	720	1440
5	2,5	149,740	104,765	85,011	73,298	59,478	40,448	28,383	8,455	4,614	2,519
10	2,3	137,760	96,384	78,210	67,435	54,720	37,212	26,113	7,778	4,245	2,317
25	3	179,687	125,718	102,013	87,958	71,373	48,537	34,060	10,146	5,537	3,022
50	3	179,687	125,718	102,013	87,958	71,373	48,537	34,060	10,146	5,537	3,022
100	3,5	209,635	146,671	119,016	102,618	83,269	56,627	39,737	11,837	6,460	3,526

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.1.10.5. Coeficiente de escorrentía (c)

El coeficiente de escorrentía se estima en base a las características hidrogeológicas de las cuencas. En la literatura especializada de hidrología se publican tablas con valores de C en función, generalmente, de tres aspectos que se consideran determinantes en la generación de escorrentía como consecuencia de tormentas de lluvias:

- La cobertura.
- El tipo de suelo
- Pendientes del terreno.

Los valores de la escorrentía se los tomaran de la siguiente gráfica, tomando en cuenta los aspectos mencionados anteriormente:

Característica de la superficie	Período de retorno (años) 2	5	10	25	50	100	500
Áreas desarrolladas							
Asfáltico	0.73	0.77	0.81	0.86	0.90	0.95	1.00
Concreto/techo	0.75	0.80	0.83	0.88	0.92	0.97	1.00
Zonas verdes (jardines, parques, etc.)							
Condición pobre (cubierta de pasto menor del 50% del área)							
Plano, 0-2%	0.32	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.58
Promedio, 2-7%	0.37	0.40	0.43	0.46	0.49	0.53	0.61
Pendiente, superior a 7%	0.40	0.43	0.45	0.49	0.52	0.55	0.62
Condición promedio (cubierta de pasto del 50 al 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Condición buena (cubierta de pasto mayor del 75% del área)							
Plano, 0-2%	0.21	0.23	0.25	0.29	0.32	0.36	0.49
Promedio, 2-7%	0.29	0.32	0.35	0.39	0.42	0.46	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.34	0.37	0.40	0.44	0.47	0.51	0.58
Áreas no desarrolladas							
Área de cultivos							
Plano, 0-2%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.57
Promedio, 2-7%	0.35	0.38	0.41	0.44	0.48	0.51	0.60
Pendiente, superior a 7%	0.39	0.42	0.44	0.48	0.51	0.54	0.61
Pastizales							
Plano, 0-2%	0.25	0.28	0.30	0.34	0.37	0.41	0.53
Promedio, 2-7%	0.33	0.36	0.38	0.42	0.45	0.49	0.58
Pendiente, superior a 7%	0.37	0.40	0.42	0.46	0.49	0.53	0.60
Bosques							
Plano, 0-2%	0.22	0.25	0.28	0.31	0.35	0.39	0.48
Promedio, 2-7%	0.31	0.34	0.36	0.40	0.43	0.47	0.56
Pendiente, superior a 7%	0.35	0.39	0.41	0.45	0.48	0.52	0.58

Ilustración 57 Coeficiente de escorrentía.

Fuente: Andrés Martínez de Azagra Paredes (2006), Pag. 18.

4.1.10.6. Cálculo del caudal máximo

- Cuando se trabaja con el método racional:

$$Q = \frac{C * i * Ad}{360}$$

Tabla 89 Calculo del caudal máximo (método Racional)

CALCULO DE CAUDAL MAXIMO Metodo Racional			
DATOS	A= km2		
	5,49		
AÑOS	I_{TR}	**C**	**CAUDAL(Q=m3/s)**
5	28,38	0,37	19,218
10	26,11	0,40	19,114
25	34,06	0,44	27,425
50	34,06	0,47	29,295
100	39,74	0,51	37,086

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Al realizar el cálculo de se tiene un resultado de 37.086m³/s

- Cuando se trabaja con superficies reducidas, entre 200 y 1000 ha, la formula mostrada de Burkli-Ziegler ofrece muy buenos resultados:

$$Q = 3.90 * A * I_{TR} * C * \left(\frac{S}{A}\right)^{\frac{1}{4}}$$

Tabla 90 Calculo de caudal máximo (Burkli-Ziegler)

CALCULO DE CAUDAL MAXIMO Burkli-Ziegler				
DATOS	A= ha			
	549			
AÑOS	I_{TR}	C	CAUDAL(Q=lt/s)	CAUDAL(Q=m3/s)
5	28,38	0,37	4374,05	4,37
10	26,11	0,40	4024,12	4,02
25	34,06	0,44	5248,86	5,25
50	34,06	0,47	5248,86	5,25
100	39,74	0,51	6123,67	6,12

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Al realizar el cálculo de se tiene un resultado de 5,25m³/s

4.2. Ensayos no destructivos

Puente sobre el río Badcahuan, paso a la comunidad el Altar se realizó la siguiente prueba con el Esclerómetro: El ensayo nos sirve para medir la dureza superficial del hormigón endurecido. Se usa para tener una idea de la resistencia del hormigón y para ello hay que pasar a la tabla el valor que hemos obtenido de la media de los golpeos y leer en la gráfica. Dicho de otro modo: el número que nos da el aparato en su escala NO es la resistencia del hormigón ese el número lo llevaremos al gráfico en a la tabla que acompaña al equipo (ver anexo 1) y se seleccionará la resistencia.

Este ensayo no destructivo NO sustituye al ensayo de laboratorio.

La superficie sobre la que se golpea ha de estar limpia y ser lisa. Para alisarla esta la piedra negra que acompaña al aparato.

4.2.1. Ensayo 1: Estribo Margen Izquierdo

Tabla 91 Ensayo no destructivo "Estribo izquierdo"

PROYECTO:					
PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN					
ELEMENTO DE ENSAYO :			NORMA:	NUMERO DE DATOS:	ANGULO DE DISPARO:
ESTRIBO MARGN IZQUIERDO			ASTM C-805-97	20	0
N	DATO LECTURA	Resisitencia (Kg/cm2)	N	DATO LECTURA	Resisitencia (Kg/cm2)
1	42	380	11	46	450
2	41	370	12	44	420
3	42	380	13	46	450
4	38	320	14	46	450
5	36	290	15	44	420
6	36	290	16	46	450
7	36	290	17	38	320
8	42	380	18	46	450
9	40	350	19	44	420
10	40	350	20	46	450
PROMEDIO: (RESISTENCIA)					
384,00					
OBSERVACION:					

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.2.2. Ensayo 2: Estribo Margen Derecho

Tabla 92 Ensayo no destructivo "Estribo izquierdo"

PROYECTO:					
PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN					
ELEMENTO DE ENSAYO :			NORMA:	NUMERO DE DATOS:	ANGULO DE DISPARO:
ESTRIBO MARGN DERECHO			ASTM C-805-97	20	0
N	DATO LECTURA	Resisitencia (Kg/cm2)	N	DATO LECTURA	Resisitencia (Kg/cm2)
1	38	320	11	26	150
2	32	230	12	24	130
3	30	210	13	26	150
4	30	210	14	30	210
5	32	230	15	26	150
6	32	230	16	26	150
7	30	210	17	30	210
8	30	210	18	30	210
9	38	320	19	24	130
10	26	150	20	30	210
PROMEDIO: (RESISTENCIA)					
201					
OBSERVACION:					

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.2.3. Ensayo 3: Vigas

Tabla 93 Ensayo no destructivo "Vigas"

PROYECTO:					
PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN					
ELEMENTO DE ENSAYO :			NORMA:	NUMERO DE DATOS:	ANGULO DE DISPARO:
VIGA			ASTM C-805-97	20	-90
N	DATO LECTURA	Resisitencia (Kg/cm2)	N	DATO LECTURA	Resisitencia (Kg/cm2)
1	38	370	11	34	310
2	30	250	12	36	340
3	30	250	13	42	425
4	34	310	14	36	340
5	32	280	15	38	370
6	36	340	16	40	400
7	42	425	17	36	340
8	28	220	18	40	400
9	36	340	19	36	340
10	36	340	20	40	400
PROMEDIO: (RESISTENCIA)					
339,5					
OBSERVACION:					

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.2.4. Ensayo 4: Diafragma

Tabla 94 Ensayo no destructivo "Diafragmas"

PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN					
ELEMENTO DE ENSAYO :			NORMA:	NUMERO DE DATOS:	ANGULO DE DISPARO:
DIAFRAGMA			ASTM C-805-97	20	-90
N	DATO LECTURA	Resisitencia (Kg/cm2)	N	DATO LECTURA	Resisitencia (Kg/cm2)
1	36	230	11	38	260
2	32	170	12	36	230
3	38	260	13	30	145
4	30	145	14	36	230
5	30	145	15	38	260
6	36	230	16	38	260
7	30	145	17	38	260
8	38	260	18	36	230
9	38	260	19	36	230
10	38	260	20	36	230
PROMEDIO: (RESISTENCIA)					
222,00					
OBSERVACION:					

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.2.5. Ensayo 5: Tablero

Tabla 95 Ensayo no destructivo "Tablero"

PROYECTO:					
PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN					
ELEMENTO DE ENSAYO :			NORMA:	NUMERO DE DATOS:	ANGULO DE DISPARO:
TABLERO			ASTM C-805-97	20	90
N	DATO LECTURA	Resisitencia (Kg/cm2)	N	DATO LECTURA	Resisitencia (Kg/cm2)
1	28	120	11	38	260
2	32	170	12	32	170
3	38	260	13	30	145
4	30	145	14	36	230
5	30	145	15	38	260
6	36	230	16	38	260
7	30	145	17	38	260
8	38	260	18	36	230
9	38	260	19	30	145
10	38	260	20	36	230
PROMEDIO: (RESISTENCIA)					
209,25					
OBSERVACION:					

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.3. Estudio de suelos

Ubicación: El proyecto se ubica sobre el río Badcahuan paso a la parroquia El Altar, en la vía que conecta a varias comunidades.

Objetivo: El propósito del presente estudio es determinar las propiedades físico-mecánicas del suelo de fundación (ensayo SPT).

Trabajos de campo: Pruebas de penetración estática o dinámica. **(Norma NTE INEN689)** Se los hace con energía de impacto normalizada. La prueba dinámica se hace una correlación con la de SPT, mientras que la estática se lo hace a presión. En ambos casos se utiliza equipo destinado para el efecto.

Trabajos de laboratorio: con las muestras obtenidas en campo se procede a realizar los ensayos respectivos en el laboratorio.

Dentro de los ensayos que se realizarán en laboratorio tenemos:

- Límites de Atterberg NORMA ASTM D4318.

  NORMA INEN 691.

  NORMA INEN 692.

- Contenido de humedad NORMA ASTM D2216.

  NORMA INEN 690.

- Granulometría NORMA INEN 696.

  NORMA INEN 872.

  NORMA ASTM C 136

4.3.1. Características de resistencia del suelo.

Para encontrar las características de resistencia que tiene el suelo se realiza un ensayo de penetración standard (SPT). Con este ensayo se mide la resistencia a la penetración del terreno mediante la hinca dinámica de un sacamuestras que tiene una forma normalizada.

Consiste primordialmente en contar el número de golpes (N) necesarios para introducir dentro de un estrato de suelo, un sacamuestras.

4.3.1.1. Análisis granulométrico de suelo natural.

Ilustración 58 Ensayo de análisis granulométrico

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.3.1.1.1. Ensayo de granulometría

Este método llamado Método Mecánico, es más utilizado para muestra de suelos más grueso ya que el equipo que se utiliza son los tamices. Se puede hacer fácilmente un análisis mecánico para la determinación de la distribución de los tamaños de los gránulos de los materiales gruesos, pasando una muestra a través de un juego de cernidores y pesando las cantidades retenidas en cada tamiz o cernidor.

Tabla 96 Tamaño de tamices

Descripción	Nº	d (orificio)
Tamices Norma ASTM E - 11/95	3/8"	9,50 mm
	4	4,75 mm
	10	2,00 mm
	40	0,425 mm
	100	0,150 mm
	200	0,075 mm

Fuente: Norma ASTM E- 11/95

La presentación gráfica se efectúa por medio de la curva granulométrica, que es la curva de los porcentajes que pasa por cada tamiz, esta curva se gráfica en las ordenadas los porcentajes que pasa y en las abscisas los diámetros de los tamices en milímetros.

Según el tamaño de las partículas los suelos se clasifican de la siguiente manera:

Tabla 97 Tamaño de las partículas de los suelos

Nombre	Diámetro
Grava	**75 a 5 mm**
Arena	**5 a 0,06 mm**
Limo	**0,06 a 0,002 mm**
Arcilla	**Menor a 0,002 mm**

Fuente: Norma ASTM E- 11/95

Objetivos.

Obtener la curva granulométrica para las muestras obtenidas en campo, mediante el ensayo SPT.

Equipo y material empleado

- Muestra de Suelo
- Bandeja de aluminio
- Cucharón
- Horno
- Juego de tamices: N°4,N°10 ,N°40,N°100,N°200, y la bandeja
- Tamizadora mecánica
- Balanza
- Brocha

Procedimiento.

1.-Obtener una muestra característica de agregado y reducirlo a tamaño de ensayo, según procedimientos establecidos.

2.-Tomar 400 gr aproximadamente de agregado fino y 2200gr aproximadamente de agregado grueso.

3.-Secar la muestra hasta masa constante y determine su masa seca con una precisión de

0,1 gr.

- ✓ **Tabulación de datos y resultados**

Margen Derecho: Muestra 1

Tabla 98 Ensayo granulométrico muestra 1

MASA INICIAL (Kg)		0,327						
Tamiz	Bandeja	Retenido parcial+ recipiente (Kg)	Retenido parcial (Kg)	Retenido acumulado (Kg)	% Retenido acumulado	% Pasa	Límite especificado serie finos	
4	0,486	0,499	0,013	0,013	0,01	3,98	95	100
10	0,496	0,52	0,024	0,037	0,04	11,31	80	100
40	0,495	0,57	0,075	0,112	0,11	34,25	50	85
100	0,395	0,502	0,107	0,219	0,22	66,97	25	60
200	0,497	0,56	0,063	0,282	0,28	86,24	5	30
BANDEJA	0,474	0,518	0,044	0,326	0,33	99,69	-	-

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

GRANULOMETRÍA		
GRAVA (%)	ARENA (%)	LIMO (%)
0	86.24	13.76

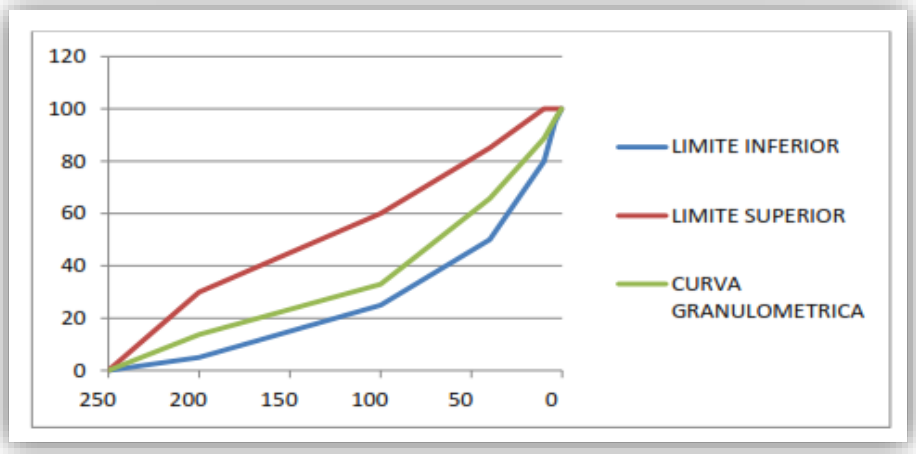


Ilustración 59 Grafica granulométrica muestra 1

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Muestra 2

Tabla 99 Ensayo granulométrico muestra 2

MASA INICIAL (Kg)		0,233						
Tamiz	Bandeja	Retenido parcial+ recipiente (Kg)	Retenido parcial (Kg)	Retenido acumulado (Kg)	% Retenido acumulado	% Pasa	Límite especificado serie finos	
4	0,486	0,53	0,05	0,05	19,31	0,53	95	100
10	0,496	0,53	0,04	0,08	35,62	0,53	80	100
40	0,495	0,57	0,07	0,15	66,09	0,57	50	85
100	0,395	0,44	0,04	0,20	84,98	0,44	25	60
200	0,497	0,52	0,02	0,22	93,56	0,52	5	30
BANDEJA	0,474	0,49	0,02	0,23	100,00	0,49	-	-

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

GRANULOMETRÍA		
GRAVA (%)	ARENA (%)	LIMO (%)
0	93.56	6.44

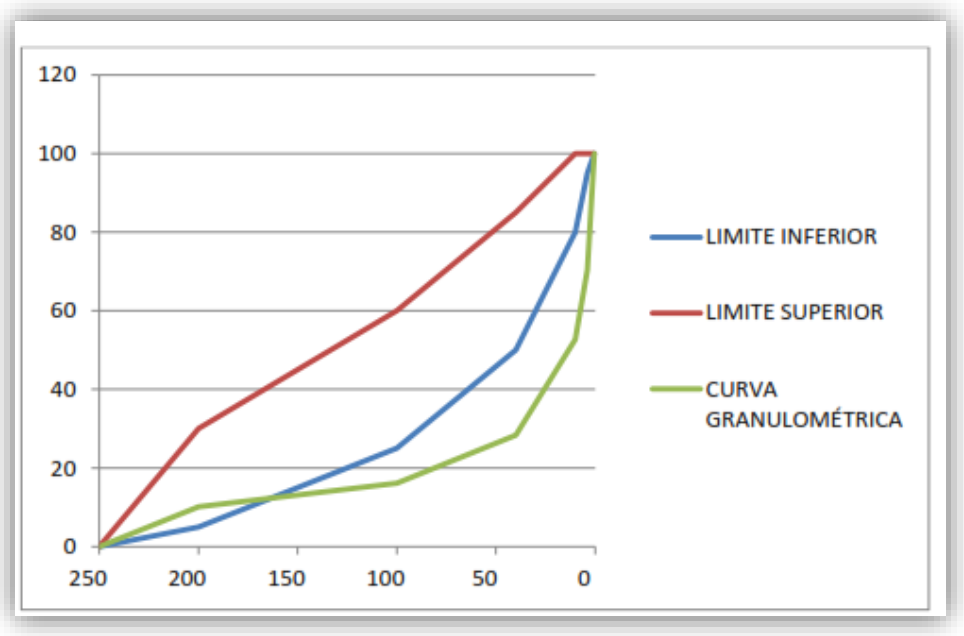


Ilustración 60 Grafica granulométrica muestra 2

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Muestra 3

Tabla 100 Ensayo granulométrico muestra 3

MASA INICIAL (Kg)		0,81						
Tamiz	Bandeja	Retenido parcial+ recipiente (Kg)	Retenido parcial (Kg)	Retenido acumulado (Kg)	% Retenido acumulado	% Pasa	Límite especificado serie finos	
4	0,486	0,50	0,01	0,01	16,05	83,95	95	100
10	0,496	0,51	0,01	0,03	30,86	69,14	80	100
40	0,495	0,52	0,02	0,05	59,26	40,74	50	85
100	0,395	0,41	0,02	0,07	81,48	18,52	25	60
200	0,497	0,51	0,01	0,08	92,59	7,41	5	30
BANDEJA	0,474	0,48	0,00	0,08	96,30	3,70	-	-

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

GRANULOMETRÍA		
GRAVA (%)	ARENA (%)	LIMO (%)
0	92.59	7.41

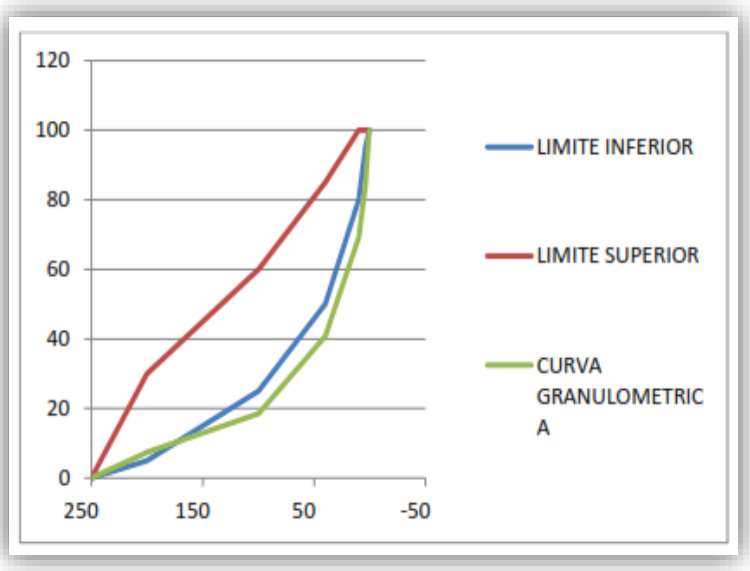


Ilustración 61 Grafica granulométrica muestra 3

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Muestra 4

Tabla 101 Ensayo granulométrico muestra 4

MASA INICIAL (Kg)		0,385						
Tamiz	Bandeja	Retenido parcial+ recipiente (Kg)	Retenido parcial (Kg)	Retenido acumulado (Kg)	% Retenido acumulado	% Pasa	Límite especificado serie finos	
4	0,486	0,60	0,11	0,11	29,61	70,39	95	100
10	0,496	0,56	0,07	0,18	47,27	52,73	80	100
40	0,495	0,59	0,09	0,28	71,69	28,31	50	85
100	0,395	0,44	0,05	0,32	83,90	16,10	25	60
200	0,497	0,52	0,02	0,35	89,87	10,13	5	30
BANDEJA	0,474	0,51	0,04	0,39	100,00	0,00	-	-

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

GRANULOMETRÍA		
GRAVA (%)	ARENA (%)	LIMO (%)
0	89.87	10.13

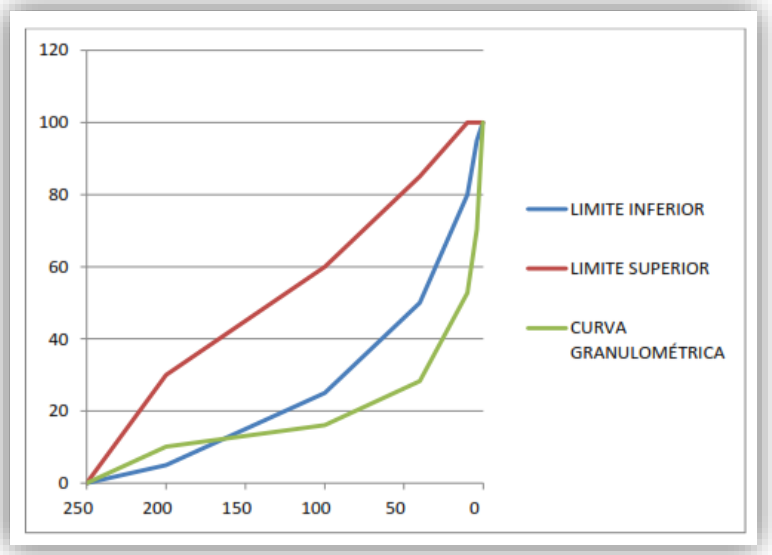


Ilustración 62 Grafica granulométrica muestra 4
Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Margen Izquierdo: Muestra 1

Tabla 102 Ensayo granulométrico muestra 1

MASA INICIAL (Kg)		1,105						
Tamiz	Bandeja	Retenido parcial+ recipiente (Kg)	Retenido parcial (Kg)	Retenido acumulado (Kg)	% Retenido acumulado	% Pasa	Límite especificado serie finos	
4	0,486	0,58	0,09	0,09	8,51	91,49	95	100
10	0,496	0,64	0,14	0,24	21,54	78,46	80	100
40	0,495	0,75	0,26	0,50	44,89	55,11	50	85
100	0,395	0,68	0,29	0,78	70,68	29,32	25	60
200	0,497	0,68	0,18	0,96	86,88	13,12	5	30
BANDEJA	0,474	0,61	0,14	1,10	99,37	0,63	-	-

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

GRANULOMETRÍA		
GRAVA (%)	ARENA (%)	LIMO (%)
0	86.88	13.12

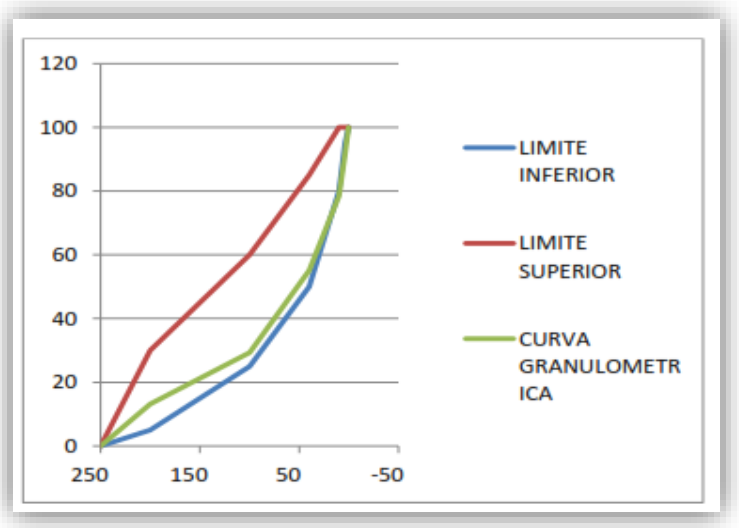


Ilustración 63 Grafica granulométrica muestra 1

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.3.1.2. Límites De Atterberg.

Ilustración 64 Límites de Atterberg

Fuente: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Objetivos

Determinar el límite plástico (L.P) y límite líquido (L.L.) de una muestra de suelo mediante el ensayo en el laboratorio y calcular el índice de plasticidad (I.P.)

Ensayo para determinar límite líquido

Equipo y material empleado

- Copa de Casagrande
- Calibrador
- Ranurador

- Cápsula de porcelana
- Espátula
- Capsulas de aluminio
- Tamiz No. 40
- Horno
- Balanza
- Franela
- Agua

Procedimiento: Determinación del límite líquido.

1.-Preparar una pasta de suelo en la cápsula de grande con una humedad ligeramente superior al límite líquido.

2.- Verificar que la copa de casa grande se encuentre perfectamente limpia y seca antes de iniciar el procedimiento, además de calibrada a una altura de 1cm de caída libre

3.-Colocar una pequeña cantidad de suelo húmedo en la cápsula, enrazando la superficie

4.- Usando el acanalador separar el suelo en dos mitades según el eje de simetría de la cápsula; para una arcilla, el surco se puede hacer de una vez.

5.-Girar la manivela de manera uniforme a una velocidad de dos revoluciones/seg; continuar hasta que el surco se cierre, anotar el número de golpes, cuando éste sea 40 o cercano.

6.-Revolver el suelo en la cápsula de Casagrande con la espátula, agregar humedad y repetir las operaciones 3) y 4). Haciendo que la ranura se cierre en menos de 25 golpes y entre 25 y 40 golpes

7.-Una vez que la muestra se ha cerrado la dividimos en 4 partes iguales y tomamos arbitrariamente un ¼ de ella, y pesarla de inmediato para obtener su contenido de humedad.

- ✓ **Tabla 1 Margen Izquierdo**

Muestra 1

Tabla 103 Determinación del límite líquido margen izquierdo muestra 1

N° CÁPSULA	1	2	3	4
PESO DE CÁPSULA DE ALUMINIO (gr)	14	15	14	14
N° GOLPES	9	26	44	19
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO (Kg)	35	39	40	30
PESO CÁPSULA+SUELO SECO (gr)	31	35	35	27
PESO DE SUELO HUMEDO (gr)	21	24	26	16
PESO DE SUELO SECO (gr)	17	20	21	13
PESO DE AGUA (gr)	4	4	5	3
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	23,53	20,00	23,81	23,08

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

- ✓ **Tabla 2 Margen Derecho**

Muestra 1

Tabla 104 Determinación del límite líquido margen derecha muestra 1

N° CÁPSULA	1	2	3	4
PESO DE CÁPSULA DE ALUMINIO (gr)	14	14	15	14
N° GOLPES	7	20	27	40
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO (gr)	36	30	29	29
PESO CÁPSULA+SUELO SECO (gr)	32	27	27	27
PESO DE SUELO HUMEDO (gr)	22	16	14	15
PESO DE SUELO SECO (gr)	18	13	12	13
PESO DE AGUA (gr)	4	3	2	2
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	22,22	23,08	16,67	15,38

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Muestra 2

Tabla 105 Determinación del límite líquido margen derecha muestra 2

N° CÁPSULA	1	2	3	4
PESO DE CÁPSULA DE ALUMINIO (gr)	14	14	14	14
N° GOLPES	12	24	33	39
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO (gr)	22	26	27	24
PESO CÁPSULA+SUELO SECO (gr)	20	24	25	22
PESO DE SUELO HUMEDO (gr)	8	12	13	10
PESO DE SUELO SECO (gr)	6	10	11	8
PESO DE AGUA (gr)	2	2	2	2
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	33,33	20,00	18,18	25,00

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Muestra 3

Tabla 106 Determinación del límite líquido margen derecha muestra 3

N° CÁPSULA	1	2	3	4
PESO DE CÁPSULA DE ALUMINIO (gr)	14,5	14	13	18
N° GOLPES	45	32	8	19
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO (gr)	16	20	18	22
PESO CÁPSULA+SUELO SECO (gr)	15	19	17	21
PESO DE SUELO HUMEDO (gr)	1,5	6	5	4
PESO DE SUELO SECO (gr)	1,2	5	4	3
PESO DE AGUA (gr)	0,3	1	1	1
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	25,00	20,00	25,00	33,33

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Muestra 4

Tabla 107 Determinación del límite líquido margen derecha muestra 4

N° CÁPSULA	1	2	3	4
PESO DE CÁPSULA DE ALUMINIO (gr)	14	14	13	14
N° GOLPES	44	20	14	32
PESO CÁPSULA+SUELO HÚMEDO (gr)	23	23	22	23
PESO CÁPSULA+SUELO SECO (gr)	21	21	20	21
PESO DE SUELO HUMEDO (gr)	9	9	9	9
PESO DE SUELO SECO (gr)	7	7	7	7
PESO DE AGUA (gr)	2	2	2	2
CONTENIDO DE HUMEDAD (%)	28,57	28,57	28,57	28,57

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 108 Resumen del contenido de humedad

	CONTENIDO DE HUMEDAD	
N° MUESTRA		Contenido de humedad (%)
1	MARGEN DERECHO	19.34
2		24.13
3		25.83
4		28.57
Contenido de humedad promedio		24.47
1	MARGEN IZQUIERDO	22.60

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.3.1.2.1. Determinación del límite plástico Lp

Es la frontera comprendida entre el estado plástico y semi-sólido. Se define como el contenido de humedad que posee un cilindro de material en estudio de 11 cm de longitud y 3.2 mm de diámetro, formado al girarlo o rodarlo con la palma de la mano sobre una superficie lisa, al presentar agrietamientos en su estructura.

Procedimiento

1.- Utilizar una porción del material que queda del ensayo del límite líquido, tomar una bolita de suelo de 1 cm3 y amasarla sobre el vidrio con la palma de la mano hasta formar rollitos de 3 mm de diámetro, amasar el rollito hasta notar que se fisura porque ahí se presenta el cambio de limite.

2.-Pesar inmediatamente el rollito figurado para determinar su contenido de humedad, realizar 2 veces más el procedimiento.

Resultados

- ✓ El ensayo para hallar el límite plástico en nuestro tipo de suelo no se pudo llevar a cabo debido que era una muestra de suelo limoso, y al momento de querer realizar los pequeños cilindros con los dedos no nos es posible debido a la baja plasticidad que este material presenta.
- ✓ Los suelos limosos son los suelos que contienen una proporción muy elevada de limo, el limo es un tipo de suelo muy compacto, sin llegar a serlo tanto como los arcillosos.
- ✓ Estos suelos resultan producidos por la sedimentación de materiales muy finos arrastrados por las aguas o depositados por el viento.

4.3.1.3. Peso específico suelo.

Ilustración 65 Peso específico del suelo

Fuente: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Objetivo.

Determinar la densidad y absorción de agua, en el suelo natural obtenido del Ensayo SPT que se realizó en el puente sobre el río Badcahuan paso a la comunidad El Altar.

Equipos y materiales

- Una balanza
- Molde y compactador metálico
- Termómetro
- Agua
- Picnómetro
- Horno

Procedimiento porcentaje de absorción

1. Colocar la muestra en una bandeja y secarla en el horno a una temperatura de 110º C ± 5ºC hasta conseguir una masa constante, dejarla que se enfríe hasta una temperatura que sea confortable para su manipulación (aproximadamente 50 º C).
2. Se sumerge en agua por 24 h ± 4 h, a la muestra de árido previamente secada con el propósito de llenar con agua sus poros.
3. Se pesa la muestra para determinar el porcentaje de agua absorbida.

- ✓ **Tabla de resultados**

Margen derecho

Tabla 109 Capacidad de absorción de margen derecho

AGREGADO FINO MARGEN DERECHO			
Codificación	Descripción	Valor	Unidad
A	Masa del recipiente	211	g
B	Masa del recipiente + árido "SSS"	711	g
C	Masa del recipiente + árido seco	680	g
D= B-A	Masa del árido estado "SSS"	500	g
E=C-A	Masa del árido estado seco	469	g
F=B-E	Masa del agua contenida en el árido	242	g
G=(F*100)/E	CAPACIDAD DE ABSORCION	6,61	%

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Margen izquierdo

Tabla 110 Capacidad de absorción de margen izquierdo

AGREGADO FINO MARGEN IZQUIERDO			
Codificación	Descripción	Valor	Unidad
A	Masa del recipiente	212	g
B	Masa del recipiente + árido "SSS"	712	g
C	Masa del recipiente + árido seco	677	g
D= B-A	Masa del árido estado "SSS"	500	g
E=C-A	Masa del árido estado seco	465	g

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.3.1.4. Densidad óptima

Procedimiento

1. Colocar la muestra en una bandeja y secarla en el horno a una temperatura de 110ºC ± 5ºC hasta conseguir una masa constante, dejarla que se enfríe hasta una temperatura que sea confortable para su manipulación (aproximadamente 50 º C).

2. Se sumerge en agua por 24 h ± 4 h, a la muestra de árido previamente secadas con el propósito de llenar con agua sus poros.

3. Se retira la muestra del agua, se seca el agua superficial de las partículas y se determina su masa.

4. Luego, se coloca la muestra (o parte de esta) en un recipiente graduado y se determina el volumen de la muestra por el método gravimétrico o volumétrico; finalmente, la muestra se seca al horno y se determina nuevamente su masa.

✓ **Tabla de resultados**

Margen derecho

Tabla 111 Densidad del margen derecho

AGREGADO FINO MARGEN DERECHO			
Codificación	Descripción	Valor	Unidad
A	Masa del Picnómetro Vacío	494	g.
B	Masa del Picnómetro + árido en SSS	994	g.
C	Masa picnómetro + árido en SSS + Agua	1612	g.
D	Masa picnómetro Calibrado	1354	g.
E=B-A	Masa del árido en SSS	500	g.
F= D+E-C	Volumen desalojado	242	cm3
G= E/F	DENSIDAD	2,07	g/cm3

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

➢ El peso específico del suelo es 2.07 T/m2

Margen izquierdo

Tabla 112 Densidad del margen izquierdo

AGREGADO FINO MARGEN IZQUIERDO			
Codificación	Descripción	VALOR	Unidad
A	Masa del Picnómetro Vacío	494	g.
B	Masa del Picnómetro + árido en SSS	994	g.
C	Masa picnómetro + árido en SSS + Agua	1635	g.
D	Masa picnómetro Calibrado	1354	g.
E=B-A	Masa del árido en SSS	500	g.
F= D+E-C	Volumen desalojado	219	cm3
G= E/F	DENSIDAD	2,28	g/cm3

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

➢ El peso específico del suelo es 2.28 T/m2

4.3.1.5. Ensayo de Penetración Estándar (ASTM D1586).

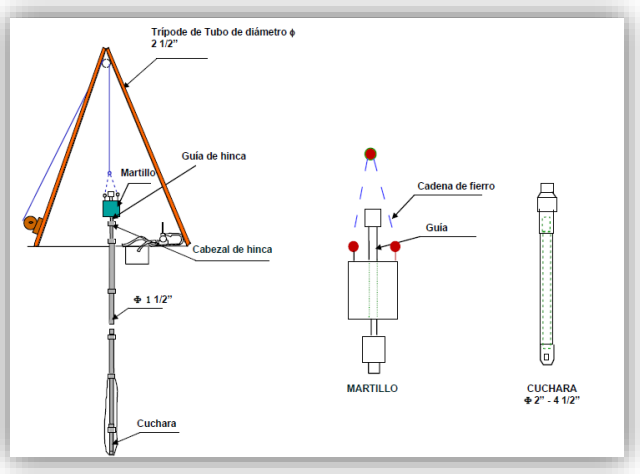


Ilustración 66 Elementos del equipo del SPT

Fuente: Tesistas Auga Ángel -Guamán Mario.

El ensayo SPT, consiste básicamente en contar el número de golpes (N) que se necesitan para introducir dentro de un estrato de suelo, un toma muestras (cuchara partida hueca y cilíndrica) de 30 cm de largo, diámetro exterior de 51mm e interior 35mm, que permite realizar tomas de muestra naturalmente alterada en su interior, a diferentes profundidades (generalmente con variación de metro en metro). El peso de la masa esta normalizado, así como la altura de caída libre, siendo éstos respectivamente 63.5 kg y 76.2 cm.

Este ensayo se realiza en depósitos de suelo arenoso y de arcilla blanda; no es recomendable llevarlo a cabo en depósitos de grava, roca o arcilla consolidada, debido a los daños que podría sufrir el equipo de perforación al introducirlo dentro de dichos estratos.

Ilustración 67 Ensayo del SPT

Fuente: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Equipo y material empleado

- Pesa 63.5 kg con una altura de caída de 76.2 cm
- Barras y brazos de perforación
- Toma muestra o tubo partido con las siguientes dimensiones: -Largo: 50 cm
- -Diámetro exterior: 51 mm
- Diámetro interior: 35 mm
- Peso total 70N (16 lb.)
- Trípode de carga
- Flexómetro
- Fundas de plástico
- Tarjetas de identificación

Procedimiento:

1. Se realiza el sondeo hasta la profundidad establecida, y a continuación se lleva al fondo de dicha perforación una cuchara normalizada que se hinca 15 cm (6''). En la capa a reconocer, a fin de eliminar la zona superficial parcialmente alterada, por efectos del procedimiento utilizado durante la ejecución del sondaje.
2. Se hace una señal sobre el varillaje y se cuenta el número de golpes (N) necesarios para hincar de nuevo la cuchara, la profundidad de 30 cm (12''). Utilizando la pesa de 63.5kg con una altura de caída de 76.2 cm
3. Entonces el parámetro medido será: N=N1+N2, donde:

   N1: Es el número de golpes necesarios para hundir él toma muestras 15cm.

   N2: Es el número de golpes que se necesita para hundir los 15 cm. restantes del toma muestras.
4. Si por algún motivo el número de golpes necesarios para hincar cualquier intervalo de 15cm es superior a 50, entonces el resultado del ensayo deja de ser la suma que se indica anteriormente para convertirse en RECHAZO, teniéndose que anotar la longitud hincada en el tramo en el cuál se han alcanzado los 50 golpes. El ensayo se da por finalizado cuando se alcanza este valor.
5. Finalmente se abre la cuchara partida y se toma la muestra de su interior, para realizar los ensayos correspondientes, (contenido de humedad, granulometría, límites de consistencia, peso específico). Consistencia, peso específico).

6. Las muestras recuperadas en el penetrómetro que mantienen su forma cilíndrica pueden ser usadas para pruebas de compresión sin confinamiento.

Se recomienda que las muestras recuperadas del suelo se introduzcan en unos recipientes herméticos, en los que se fijaran unas etiquetas donde mencionen: localización, denominación del sondeo, fecha, numero de muestra, profundidad de ensayo, resistencia a la compresión del terreno.

- ✓ **Resultados ensayos de clasificación.**

Estribo margen izquierdo

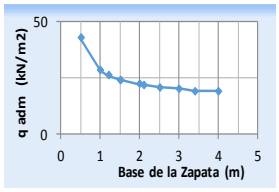
PROYECTO: CONSTRUCCIÓN DEL PUENTES SOBRE EL RIO MOCHA
RESGISTRO DE ENSAYO DE LABORATORIOS DE SUELOS - LABORATORIO UNACH
CANTÓN PENIPE - PROVINCIA DE CHIMBORAZO

REGISTRO DE LABORATORIO		INFORMACIÓN DEL PROYECTO		CORRELACIONES UTILIZADAS
PROPIEDADES MECÁNICAS		INSTITUCIÓN:	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO	CN: Formula de Peck
TIPO DE MUESTRA:	Suelo Muestra 1 Margen IZQUIERDO			q adm: Formula de Meyerhof
INFORME No.	1	PROYECTO:	PUENTE SOBRE EL RIO BANCAHUAN	ϕ: Peck, Hanson, Thornburn
PREFORACIÓN/MUESTRA:	Promedio	UBICACIÓN:	PENIPE - CHIMBORAZO	FECHA
PROFUNDIDAD:	Indicada	SOLICITANTE:	TESISTAS	06/11/2015

	Nivel de Cimentación (m)	Profundidad (m)	N SPT (golpes)	Peso específico efectivo (kN/m3)	Presión de Sobrecarga (kN/m2)	CN	Ncorr (golpes)	S (mm)	B (m)	kd ()	Capacidad Admisible del Suelo (kN/m2)	ϕ (grados)
MUESTRA 1	0,50 - 1,50	0,5	26	22,72	11,36	0,750	20	25,4	2,22	1,16216	25,06	33
		0,65	35	22,72	14,768	0,750	26	25,4	2,22	1,16216	32,57	35
		0,8	47	22,72	18,176	0,750	35	25,4	2,22	1,16216	43,85	37
MUESTRA 2	1,50 - 2,50	0,95	40	22,72	21,584	0,750	30	25,4	2,22	1,16216	37,59	36
		1,1	33	22,72	24,992	0,750	25	25,4	2,22	1,16216	31,32	34
		1,25	17	22,72	28,4	1,067	18	25,4	2,22	1,16216	22,55	32
MUESTRA 2	2,50 - 3,40	1,4	42	22,72	31,808	1,039	44	25,4	2,22	1,16216	55,13	32
		1,55	26	22,72	35,216	1,013	26	25,4	2,22	1,16216	32,57	32
		1,7	17	22,72	38,624	0,990	17	25,4	2,22	1,16216	21,30	32

GRAFICA: ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO vs. BASE DE LA CIMENTACIÓN

					Sin NF	Con NF	Sin NF	Con NF	Carga Maxima Admisible	
Df (m)	NF	S (mm)	Ncorr (golpes)	B (m)	q adm (kN/m2)	q adm (kN/m2)	q adm (ton/m2)	q adm (ton/m2)	Q adm (kN)	Q adm (ton)
3,4	no	25,4	17	0,50	42,68		4,28		10,67	1,09
				1,00	28,04		2,81		28,04	2,86
				1,20	25,90		2,59		37,29	3,81
				1,50	23,84		2,39		53,64	5,47
				1,50	23,84		2,39		53,64	5,47
				2,00	21,87		2,19		87,47	8,93
				2,10	21,59		2,16		95,23	9,72
				2,50	20,73		2,08		129,54	13,22
				3,00	19,98		2,00		179,84	18,35
				3,40	19,55		1,96		226,00	23,06



NOMENCLATURA			RESPONSIBLE TÉCNICO
Corrección del N SPT	N SPT	Número de golpes de campo	
	CN	Factor de corrección del N SPT	
	Ncorr	Número de golpes decorregido =N SPT*CN	
	S	Asentamiento maximo prermitido = 25,4 mm	
	ϕ	Ángulo de fricción interna del suelo	
Curva q adm vs. B	Df	Profundidad de Cimentación	
	Nf	Nivel freático	
	B	Base de la zapata propuesta	
	Q adm	Carga admisible del suelo	
	q adm	Esfuerzo admisible del suelo	
	Sin NF	Sin nivel freático	
	Con NF	Con nivel freático	

Estribo margen derecho

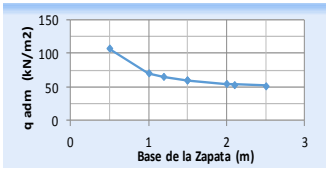
PROYECTO: PUENTE SOBRE EL RIO BANCAHUAN
REGISTRO DE ENSAYO DE LABORATORIOS DE SUELOS - LABORATORIO UNACH
CANTÓN PENIPE - PROVINCIA DE CHIMBORAZO

REGISTRO DE LABORATORIO		INFORMACIÓN DEL PROYECTO		CORRELACIONES UTILIZADAS
PROPIEDADES MECÁNICAS		INSTITUCIÓN:	UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO	CN: Formula de Peck
TIPO DE MUESTRA:	Suelo Muestra 2 Margen DERECHO			q adm: Formula de Meyerhof
INFORME No.	1	PROYECTO:	PUENTE SOBRE EL RIO BANCAHUAN	ϕ: Peck, Hanson, Thornburn
PREFORACIÓN/MUESTRA:	Promedio	UBICACIÓN:	PENIPE - CHIMBORAZO	FECHA
PROFUNDIDAD:	Indicada	SOLICITANTE:	TESISTAS	06/11/2015

	Nivel de Cimentación (m)	Profundidad (m)	N SPT (golpes)	Peso específico efectivo (kN/m3)	Presión de Sobrecarga (kN/m2)	CN	Ncorr (golpes)	kd ()	B (m)	Capacidad Admisible del Suelo (kN/m2)	ϕ (grados)
MUESTRA 1	0,50 - 1,00	0,5	13	20,29	10,145	0,750	10	1,12000	3	14,73	30
		0,65	12	20,29	13,1885	0,750	9	1,12000	3	13,59	30
		0,8	16	20,29	16,232	0,750	12	1,12000	3	18,12	31
MUESTRA 2	1,00 - 1,50	0,95	20	20,29	19,2755	0,750	15	1,12000	3	22,66	31
		1,1	22	20,29	22,319	0,750	17	1,12000	3	24,92	32
		1,25	23	20,29	25,3625	1,095	25	1,12000	3	26,05	34
MUESTRA 3	1,50 - 2,00	1,4	16	20,29	28,406	1,067	17	1,12000	3	18,12	32
		1,55	10	20,29	31,4495	1,041	10	1,12000	3	11,33	30
		1,7	7	20,29	34,493	1,018	7	1,12000	3	7,93	29
MUESTRA 4	2,00 - 2,50	1,85	16	20,29	37,5365	0,997	16	1,12000	3	18,12	32
		2	10	20,29	40,58	0,978	10	1,12000	3	11,33	30
		2,15	17	20,29	43,6235	0,959	16	1,12000	3	19,26	32

GRAFICA: ESFUERZO ADMISIBLE DEL SUELO vs. BASE DE LA CIMENTACIÓN

					Sin NF	Con NF	Sin NF	Con NF	Carga Maxima Admisible	
Df (m)	NF	S (mm)	Ncorr (golpes)	B (m)	q adm (kN/m2)	q adm (kN/m2)	q adm (ton/m2)	q adm (ton/m2)	Q adm (kN)	Q adm (ton)
2,5	no	25,4	16	0,50	106,83		10,90		26,71	2,73
				1,00	70,19		7,16		70,19	7,16
				1,20	64,82		6,61		93,35	9,53
				1,50	59,68		6,09		134,27	13,70
				1,50	59,68		6,09		134,27	13,70
				2,00	54,74		5,59		218,96	22,34
				2,10	54,05		5,52		238,37	24,32
				2,50	51,88		5,29		324,26	33,09



NOMENCLATURA			RESPONSIBLE TÉCNICO
Corrección del N SPT	N SPT	Número de golpes de campo	
	CN	Factor de corrección del N SPT	
	Ncorr	Número de golpes decorregido =N SPT*CN	
	S	Asentamiento maximo prermitido = 25,4 mm	
	ϕ	Ángulo de fricción interna del suelo	
Curva q adm vs. B	Df	Profundidad de Cimentación	
	Nf	Nivel freático	
	B	Base de la zapata propuesta	
	Q adm	Carga admisible del suelo	
	q adm	Esfuerzo admisible del suelo	
	Sin NF	Sin nivel freático	
	Con NF	Con nivel freático	

4.4. Estudio de tráfico y proyección

4.4.1. Inventario general de la red vial

El cantón Penípe tiene una superficie de 375.20 km2 y equivale al 5.7% del territorio provincial se encuentra ubicada al noreste de la provincia de Chimborazo.

La comunicación terrestre interna, con el resto de la provincia y el país es fundamentalmente a través de las siguientes vías:

La vía principal tiene una longitud de 14.16km, el ramal Nro. 01 Calshi – Utuñag una longitud de 4.50 km y ramal Nro. 02 El Altar– Palitahua una longitud aproximada de 2.50km, conformando el anillo vial del cantón Penípe.

Los medios de comunicación y transporte, existentes en la zona son muy pocos, pues no se ha desarrollado un crecimiento regional, a pesar de la importancia que abarca el proyecto, principalmente se debe a las condiciones de la vía, la cual no brinda las garantías necesaria para la circulación. Y la falta de atención de los organismos gubernamentales.

Penípe posee, 175.93 km de los cuales 26.00 km están asfaltados, 6.53 km empedrados, 15.10 km lastrados, 128.30 km en suelo natural, cabe señalar que esta información es tomada del plan vial de la provincia de Chimborazo mostrado en la siguiente tabla:

Tabla 113 Tipo de carreteras de la provincia de Chimborazo

CANTON	TIPO DE SUPERFICIE EN KM				TOTAL CANTONAL EN KM
	ASFALTADA	EMPEDRADA	LASTRADAS	SUELO NATURAL	
RIOBAMBA	48.00	47.50	177.80	396.50	669.80
GUANO	18.50	94.30	28.00	409.15	549.95
PENIPE	26.00	6.53	15.10	128.30	175.93
CHAMBO	19.00	-----	80.00	79.50	178.50
ALAUSÍ	46.50	8.00	322.00	354.90	731.40
GUAMOTE	-----	-----	135.50	658.30	793.80
COLTA	3.70	26.80	216.50	196.69	443.69
PALLATANGA			259.00	219.00	478.00
CUMANDÁ	3.50		143.63	50.30	197.43
CHUNCHI	18.50	4.00	120.40	78.70	221.60
TOTAL PROVINCIAL	183.70	187.13	1497.93	2571.34	4440.10

Fuente: Plan vial de Chimborazo

4.4.2. Alcance Del Trabajo

El alcance del trabajo, consiste en la realización de los estudios de tráfico mediante los aforos o conteos manuales de los vehículos que transitan por la zona en base a una clasificación y por consiguiente se procedió a realizar un cálculo de tráfico mediante la producción agrícola.

El conteo de tráfico se ejecutará durante ocho días, tomando datos en ocho horas consecutivas. Con esto se determinará el volumen existente en la zona y se logrará hacer una proyección a 50 años utilizando las tasas de crecimiento establecidas para la Provincia que para este caso es la Provincia de Chimborazo.

4.4.3. Estudio de tráfico y proyecciones

El presente estudio requiere de la ejecución de dos tipos de actividades: de campo y de oficina. La primera tiene relación con la recolección de los volúmenes actuales de tráfico clasificados por tipo de vehículo, en base a conteos volumétricos manuales clasificados. La segunda actividad se refiere al procesamiento, obtención de resultados y análisis de la información de campo. Entre los principales productos a obtener se pueden anotar los siguientes:

- Volúmenes actuales de tráfico, expresados como tráfico promedio diario anual (TPDA) para el año 2015.
- TPDA asignado al proyecto para el año base (2015) y proyección para 50 años, que se considera como el período de vida útil del proyecto.
- Definir el tipo de vía requerida en función de la demanda de tráfico, durante el período de vida útil del proyecto.
- Identificar los beneficios directos para los propietarios y usuarios de los vehículos que se producirán por efecto de mejoramiento de la vía, los cuales están relacionados con el ahorro en los costos de operación de vehículos y la disminución del tiempo de viaje.

4.4.4. Metodología Empleada

Para el estudio de tráfico se realizó conteos manuales como ya se mencionó anteriormente clasificando a los vehículos según el tipo:

Livianos: Las características de operación son las de un automóvil, en esta categoría se encuentran las camionetas de dos ejes con tracción sencilla y tracción doble, así como también las camionetas de cajón y camiones livianos de reparto.

Buses: Son aquellos que tienen dos o más ejes, es decir seis o más ruedas, están destinados al transporte de pasajeros, dentro de estos se encuentran todos los vehículos de servicio público con un peso de 1500Kg o más.

Pesados: En esta categoría se encuentran los vehículos destinados al transporte de mercadería y carga, poseen uno o más ejes sencillos o de doble llanta, tienen seis o más ruedas y estos pueden ser: volquetas, camiones, remolques y semi remolques.

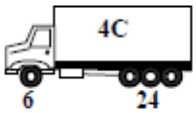
TIPO	Distribución máxima de carga por eje	DESCRIPCIÓN
2DA		CAMIÓN DE 2 EJES MEDIANOS
2DB		CAMIÓN DE 2 EJES GRANDES
3-A		CAMIÓN DE 3 EJES (TANDEM POSTERIOR)
4-C		CAMIÓN DE 4 EJES (TRIDEM POSTERIOR

Ilustración 68 Tipo de vehículo

Fuente: Ministerio de Trasporte y Obras Públicas (MTOP)

4.4.5. Estaciones De Conteo

Las estaciones de conteo se ubican en el puente aproximadamente, se realizó el conteo manual en la estación mencionada, registrando datos de una semana completa desde el 12 de octubre hasta el 19 de octubre del 2015.

4.4.5.1. Tráfico Actual

Tomando en cuenta las disposiciones emitidas por el MTOP (Ministerio de Trasporte y Obras Públicas), en las que se indica que en el proyecto motivo de nuestro estudio los caminos son caminos existentes, el tráfico actual se debe considerar al tráfico existente.

4.4.5.2. Tráfico Futuro

El pronóstico del volumen y composición del tráfico se basa en el tráfico actual. Los diseños en el presente estudio se basan en una predicción del tráfico a 50 años lo cual nos permite tener las consideraciones del caso, para la realización de los diseños geométricos como para diseñar la estructura del pavimento.

Aplicaremos la fórmula de crecimiento:

$$\boldsymbol{TPDA_{FUTURO} = TPDA_{ACTUAL}\,(1+i)^{n}}$$

Tabla 114 Tasa de crecimiento vehicular

TAZA DE CRECIMIENTO VEHICULAR			
PERIODO	**LIVIANOS**	**BUSES**	**CAMIONES**
2006-2010	3,87	1,32	3,27
2011-2015	3,44	1,17	2,90
2016-2020	3,10	1,05	2,61
2021-2030	2,82	0,96	3,39

Fuente: Unidad de factibilidad de proyectos MTOP

4.4.5.3. Tráfico Existente

El tráfico existente es el obtenido en la carretera antes de la rehabilitación, a través de los estudios de tráfico, es decir de los conteos.

Analizados en las siguientes tablas:

4.4.5.4. Tabulación De Datos

Vía al Altar-Vía a Matus

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
"FACULTAD DE INGENIERÍA"
"ESCUELA CIVIL"

PROYECTO:	PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	**GRUPO:**	TESISTAS
UBICACIÓN:	PARROQUIA EL ALTAR	**FISCALIZA:**	ING. OSCAR PAREDES
PROVINCIA:	CHIMBORAZO	**FECHA:**	12/10/2015 A 19/10/2015
CONTIENE:	CONTEO MANUAL DE TRAFICO	**VIA EL ALTAR-VIA A MATUS**	

DIA LUNES 12 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	1	1	1	1	0	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	0	0	0	1	0
	10:00 a 12:00					
a	0	0	0	0	0	0
	12:00 a 14:00					
	1	0	0	1	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	0	0	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	2	1	0	0	1	0
	18:00 a 20:00					
	0	0	0	1	0	0
SUB-TOTAL	4	2	1	3	2	0
	TOTAL	7			TOTAL	5

DIA MARTES 13 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	1	2	0	1	1	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	0	0	0	0	0
	10:00 a 12:00					
a	1	0	1	0	0	0
	12:00 a 14:00					
	1	1	0	1	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	0	0	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	0	0	0	0	0	0
	18:00 a 20:00					
	0	0	0	1	0	0
SUB-TOTAL	3	3	1	3	1	0
	TOTAL	7			TOTAL	4

DIA MIERCOLES 14 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	0	1	0	1	0	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	1	0	0	1	0
	10:00 a 12:00					
a	2	0	1	0	0	0
	12:00 a 14:00					
	0	0	0	1	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	0	0	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	0	0	0	0	0	0
	18:00 a 20:00					
	0	0	0	1	0	0
SUB-TOTAL	2	2	1	3	1	0
	TOTAL	5			TOTAL	4

DIA JUEVES 15 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	1	0	0	1	0	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	0	0	0	1	0
	10:00 a 12:00					
a	0	1	1	0	0	0
	12:00 a 14:00					
	0	0	0	1	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	1	0	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	0	0	0	0	0	0
	18:00 a 20:00					
	1	0	0	1	0	0
SUB-TOTAL	2	2	1	3	1	0
	TOTAL	5			TOTAL	4

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
"FACULTAD DE INGENIERÍA"
"ESCUELA CIVIL"

PROYECTO:	PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	**GRUPO:**	TESISTAS
UBICACIÓN:	PARROQUIA EL ALTAR	**FISCALIZA:**	ING. OSCAR PAREDES
PROVINCIA:	CHIMBORAZO	**FECHA:**	12/10/2015 A 19/10/2015
CONTIENE:	CONTEO MANUAL DE TRAFICO	**VIA EL ALTAR-VIA A MATUS**	

DIA VIERNES 16 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	0	2	0	1	0	1
6:00	8:00 a10:00					
	0	2	1	1	1	0
	10:00 a 12:00					
a	0	1	1	1	0	0
	12:00 a 14:00					
	2	0	0	0	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	0	0		0	0
	16:00 a 18:00					
	0	0	0	0	0	0
	18:00 a 20:00					
	0	0	0	1	0	0
SUB-TOTAL	2	5	2	4	1	1
	TOTAL	9			TOTAL	6

DIA SABADO 17 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	0	2	0	1	0	1
6:00	8:00 a10:00					
	1	0	2	0	2	0
	10:00 a 12:00					
a	0	1	0	0	0	0
	12:00 a 14:00					
	0	0	0	1	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	1	0	0	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	0	0	0	1	0	0
	18:00 a 20:00					
	0	0	0	1	0	0
SUB-TOTAL	2	3	2	4	2	1
	TOTAL	7			TOTAL	7

DIA DOMINGO 18 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	1	1	0	1	0	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	0	1	0	0	0
	10:00 a 12:00					
a	2	1	0	0	0	0
	12:00 a 14:00					
	0	0	0	1	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	0	0	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	0	0	0	0	0	0
	18:00 a 20:00					
	1	0	0	1	0	0
SUB-TOTAL	4	2	1	3	0	0
	TOTAL	7			TOTAL	3

DIA LUNES 19 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	0	2	0	0	0	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	0	0	0	0	0
	10:00 a 12:00					
a	0	0	1	0	1	0
	12:00 a 14:00					
	0	0	0	0	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	0	0	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	0	0	0	0	0	0
	18:00 a 20:00					
	0	0	0	0	0	0
SUB-TOTAL	0	2	1	0	1	0
	TOTAL	3			TOTAL	1

Vía a Matus- vía al Altar

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
"FACULTAD DE INGENIERÍA"
"ESCUELA CIVIL"

PROYECTO:	PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	**GRUPO:**	TESISTAS
UBICACIÓN:	PARROQUIA EL ALTAR	**FISCALIZA:**	ING. OSCAR PAREDES
PROVINCIA:	CHIMBORAZO	**FECHA:**	12/10/2015 A 19/10/2015
CONTIENE:	CONTEO MANUAL DE TRAFICO	**VIA EL ALTAR-VIA A MATUS**	

DIA LUNES 12 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	2	0	0	1	0	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	1	0	0	0	0
	10:00 a 12:00					
a	0	0	0	0	1	0
	12:00 a 14:00					
	0	0	0	1	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	0	0	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	1	0	1	0	0	0
	18:00 a 20:00					
	0	1	0	1	0	0
SUB-TOTAL	3	2	1	3	1	0
	TOTAL	6			TOTAL	4

DIA MARTES 13 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	0	1	0	1	0	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	0	0	0	0	0
	10:00 a 12:00					
a	2	0	0	0	0	0
	12:00 a 14:00					
	0	0	0	1	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	1	0	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	0	0	0	0	0	0
	18:00 a 20:00					
	0	0	0	1	0	0
SUB-TOTAL	2	2	0	3	0	0
	TOTAL	4			TOTAL	3

DIA MIERCOLES 14 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	0	0	0	1	0	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	1	0	0	2	0
	10:00 a 12:00					
a	0	0	0	0	0	0
	12:00 a 14:00					
	2	0	1	1	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	0	0	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	0	0	0	0	0	0
	18:00 a 20:00					
	0	0	0	1	0	0
SUB-TOTAL	2	1	1	3	2	0
	TOTAL	4			TOTAL	5

DIA JUEVES 15 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	0	1	0	1	1	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	0	0	0	0	0
	10:00 a 12:00					
a	2	0	0	0	0	0
	12:00 a 14:00					
	0	0	1	1	1	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	0	0	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	1	1	0	0	0	0
	18:00 a 20:00					
	0	0	0	1		0
SUB-TOTAL	3	2	1	3	2	0
	TOTAL	6			TOTAL	5

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
"FACULTAD DE INGENIERÍA"
"ESCUELA CIVIL"

PROYECTO:	PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	**GRUPO:**	TESISTAS
UBICACIÓN:	PARROQUIA EL ALTAR	**FISCALIZA:**	ING. OSCAR PAREDES
PROVINCIA:	CHIMBORAZO	**FECHA:**	12/10/2015 A 19/10/2015
CONTIENE:	CONTEO MANUAL DE TRAFICO	**VIA EL ALTAR-VIA A MATUS**	

DIA VIERNES 16 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	0	0	0	1	0	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	1		0	0	0
	10:00 a 12:00					
a	0	1		0	0	0
	12:00 a 14:00					
	0	0	0	1	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	0	1	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	1	0	1	0	1	1
	18:00 a 20:00					
	0	0	0	1	0	0
SUB-TOTAL	1	2	2	3	1	1
	TOTAL	5			TOTAL	5

DIA SABADO 17 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	2	0	0	1	0	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	0	0	0	0	0
	10:00 a 12:00					
a	0	0	0	0	0	0
	12:00 a 14:00					
	3	1	0	1	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	0	0	0	1	1
	16:00 a 18:00					
	0	2	1	0	1	0
	18:00 a 20:00					
	1	0	1	1	0	0
SUB-TOTAL	6	3	2	3	2	1
	TOTAL	11			TOTAL	6

DIA DOMINGO 18 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	1	0	0	1	0	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	1	0	0	0	0
	10:00 a 12:00					
a	0	0	0	0	0	0
	12:00 a 14:00					
	0	0	0	1	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	1	1	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	0	0	0	0	0	0
	18:00 a 20:00					
	1	0	0	1	0	0
SUB-TOTAL	2	2	1	3	0	0
	TOTAL	5			TOTAL	3

DIA LUNES 19 DE OCTUBRE

PERIODO	LIVIANOS			BUSES	CAMIONES	
	automoviles	camionetas	motos		LIVIANOS (2ejes)	PESADOS (2 ejes grandes)
	06:00 a 08:00					
	0	0	0	0	0	0
6:00	8:00 a10:00					
	0	0	0	0	0	0
	10:00 a 12:00					
a	0	0	0	0	0	0
	12:00 a 14:00					
	0	0	0	0	0	0
20:00	14:00 a 16:00					
	0	1	0	0	0	0
	16:00 a 18:00					
	0	2	0	0	1	0
	18:00 a 20:00					
	0	0	0	0	0	0
SUB-TOTAL	0	3	0	0	1	0
	TOTAL	3			TOTAL	1

4.4.5.5. Calculo del TPDA.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO
"FACULTAD DE INGENIERÍA"
"ESCUELA CIVIL"

PROYECTO:	PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	**GRUPO:**	TESISTAS
UBICACIÓN:	PARROQUIA EL ALTAR	**FISCALIZA:**	ING. OSCAR PAREDES
PROVINCIA:	CHIMBORAZO	**FECHA:**	12/10/2015 A 19/10/2015
CONTIENE:	CONTEO MANUAL DE TRAFICO	**CALCULOS DEL TPDA**	

	LIVIANOS	PESADOS	TOTAL
PROMEDIO	6	4	10
PORCENTAJE	58,8	41,25	100

TPDA ACT	**10**	**veh/dia**

TPDA FUTURO

n(años)	50

TPDA F. = TPDA ACTUAL (1+i)^n

TPDA F. = **48** **veh/dia**

Indice de Crecimiento Vehicular (2006-2010)			
	Livianos	Buses	Pesados
i	3,44%	2,17%	2,90%
	0,0344	0,0217	0,029

TRAFICO ATRAIDO

Trafico Desviado =	TPDA ACTUAL * 25%

Asumimos un valor del 25%

Trafico Desviado = **3 veh/dia**

TRAFICO GENERADO

Trafico Generado =	20% TPDA ACTUAL
Trafico Generado =	**2 veh/dia**

TRAFICO DE DESARROLLO

Trafico de Desarrollo =	Varía del (5-7)% por incorporación de nuevas areas

Trafico de Desarrollo =	**0**	**veh/dia**

TPDA PROYECTO

TPDA Proyecto = TPDA F. + Tráfico Atraido + Tráfico Generado + Tráfico por Desarrollo

TPDA PROYECTO =	**53**	**veh/dia**

4.4.5.6. Cálculo del TPDA (producción)

Debido a que no se cuenta con una vía lo suficientemente transitada en la zona de estudio. Se vio la necesidad de proyectar de acuerdo a la producción agrícola el tráfico con el que se va a diseñar el puente.

Por lo que del documento PLAN DE DESARROLLO Y ORDENAMIENTO TERRITORIAL 2015-2021 del GOBIERNO AUTÓNOMO DESCENTRALIZADO MUNICIPAL DEL CANTÓN PENIPE, se obtuvo de la sección 9. Uso del suelo Urbano y Rural.

El tráfico promedio Se obtuvo del conteo de autos y el resultado fue:

TRÁFICO PROMEDIO	**53**	VEH/DIA

Capacidad del camión HINO FC

CAPACIDAD CAMIÓN	8000,12	Kg
	4880	Qq

Datos de producción

RENDIMIENTO	990,93	qq/Ha	Sumatoria de rendimiento convertida a qq/Ha
ÁREA DE PRODUCCIÓN	765,65	Ha	Suma de superficie cultivada
PRODUCCIÓN TOTAL	758715,4638	qq	Área de producción por rendimiento

Tráfico proyectado por producción:

$$Trafico\ proyectado\ por\ produccion = \frac{produccion\ total\ (qq)}{capacidad\ Camion\ (qq)} = \frac{758715.46}{4880} = \frac{155.47}{4\ (producciones/año)} =$$

38,87	Veh/día	Producción total dividida para capacidad de la camioneta

Tráfico proyectado total (Trafico promedio + Tráfico proyectado por producción):

TRÁFICO TOTAL	91.87 Veh/día	Suma de tráfico proyectado por producción más resultados de TPDA

4.4.5.7. Resultados tabla general

$$TPDA_{FUTURO} = TPDA_{ACTUAL}\,(1+i)^n = 91{,}87 * \left(1+\frac{3{,}44}{100}\right)^{50} = \mathbf{498{,}42\ veh/dia}$$

Tabla 115 Cálculo del TPDA fututo Total

CALCULOS		
TRAFICO PROMEDIO	53,00	VEH/DIA
TRAFICO FUTURO	498	VEH/DIA
r	3,44	%
TIEMPO	50	años
CAPACIDAD CAMION HINO FC	8000,00	Kg
	4880,00	qq
RENDIMIENTO	990,93	qq/Ha
AREA DE PRODUCCION	765,66	Ha
UNIDAD DE PRODUCCION/HABITANTE	1,00	Ha
PRODUCCION TOTAL	758715,4638	qq
TRAFICO PROYECTADO POR PRODUCCION	38,87	VEH/DIA
TRAFICO TOTAL	91,87	VEH/DIA

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

4.4.5.8. Determinación De La Clase De Vía

Con los conteos de tráfico y su proyección al futuro obtendremos el TPDA, proporcionándonos criterios para el diseño de los accesos y construcción del puente, de acuerdo a las normas de diseño geométrico del MTOP podemos clasificar a las vías de acuerdo al siguiente cuadro:

Tabla 116 Clases de carreteras

CLASIFICACIÓN DE LA FUNCIÓN DE LA CARRETERA DE ACUERDO AL T.P.D.A. DEL PROYECTO		
FUNCIÓN	CLASE DE CARRETERA	TPDA (AÑO FINAL DE DISEÑO)
Corredor	RI-RII (2)	>8 000
Arterial	I	3 000 - 8 000
	II	1 000-3 000
Colectora	III	300- 1 000
	IV	100 - 300
Vecinal	V	<100

Fuente: Ministerio de Trasporte y Obras Públicas (MTOP)

Una vez realizado el conteo manual en la semana del 12 al 19 de octubre de 2015 durante un periodo de horas de 8:00am a 20:00pm, se procedió a la tabulación de datos obtenidos y a los cálculos respectivos para determinar el TRÁFICO Promedio Diario Anual (TPDA) proyectado durante la vida útil del puente (50 años).

Con el TPDA proyectado de = 498 veh/día se recurre a la tabla del Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, en donde se encuentran los Valores de Diseño Recomendados para Carreteras de Dos carriles y Caminos Vecinales de Construcción, obteniendo como resultado una carretera de **CLASE III**, adquiriendo así un ancho de pavimento de 6.00m, ancho de espaldón de 0.50m, dos aceras de ancho de 0,60m con un total de 7.70m. (**Anexo 2**: Valores de Diseño Recomendados para Carreteras de Dos carriles y Caminos Vecinales de Construcción).

CAPITULO V

5. RESULTADOS

5.1. Estudio de evaluación funcional y estructural del puente sobre el rio "Badcahuan", cantón Penípe, provincia de Chimborazo.

5.1.1. Evaluación funcional del puente sobre el rio Badcahuan aplicando la "Guía de inspección funcional y estructural de puentes de concreto reforzado tipo losa y losa sobre vigas".

5.1.1.1. Introducción

En el presente ítem se realiza la evaluación funcional del puente, se lo realizar con "Guía de inspección funcional y estructural de puentes de concreto reforzado tipo losa y losa sobre vigas", con el objetivo de establecer la situación actual en la que este se halla la estructura. Para elaborar esta evaluación se realizaron inspecciones en el sitio y ensayos no destructivos.

La evaluación funcional del puente se la realizo mediante un grupo de trabajo conformado por un técnico y los autores. El primer paso a seguir fue la evaluación visual de la estructura para determinar los problemas funcionales y estructurales. Concluida la inspección visual, se prosiguió a realizar los ensayos no destructivos en cada uno de los elementos de la estructura del puente. El equipo utilizado para esta evaluación fue el siguiente: esclerómetro (previamente calibrado) y cámara fotográfica.

Posteriormente, en oficina, los datos obtenidos en campo fueron procesados para la elaboración del presente informe.

5.1.1.2. Planificación previa a la inspección

5.1.1.2.1. Cronograma de acciones en campo con el tiempo de ejecución

Tabla 117 Cronograma de acciones en campo

CRONOGRAMA DE ACCIONES EN CAMPO (Viernes, Sábado, Lunes)		
HORA	**ACTIVIDAD (07 al 10 de noviembre del 2015)**	**RESPONSABLES**
07h00	Reunión en el puente a inspeccionar.	TESISTAS
07h00 07h15	Verificar la ubicación y el nombre del puente programado.	TESISTAS
07h15 07h30	Revisión de las herramientas y equipos a utilizar en la inspección del puente.	TESISTAS
07h30 07h35	Tomar las medidas de seguridad necesarias.	TESISTAS
07h35 07h40	Toma de fotografía global de identificación del puente.	TESISTAS
07h40 07h45	Toma de fotografías del acceso del puente.	TESISTAS
Inspeccionar la condición de cada uno de los componentes del puente con su respectiva fotografía.		
07h45 13h00	Accesos Tablero Señalización Juntas Losa de aproximación	TESISTAS
	Barandas Aceras Vigas Drenajes	TESISTAS
	Cauce Aforo del caudal	TESISTAS
	Estribos Pilas Apoyos	TESISTAS
13h00 13h15	Recoger equipos y herramientas utilizados en la inspección.	TESISTAS
13h15 13h30	Verificación del equipo para hacer el ensayo de resistencia del hormigón.(esclerómetro)	TESISTAS
13h30 17h00	Realizar el ensayo en cada uno de los elementos	TESISTAS
17h15	Retorno	TESISTAS

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

5.1.1.2.2. Equipos y/o herramientas para la inspección y sus responsables

Tabla 118 Equipo/ herramientas para la inspección

UNIVERSIDAD NACIONAL DE CHIMBORAZO FACULTAD DE INGENIERÍA ESCUELA DE CIVIL *DISEÑO DE PUENTE Y VIADUCTOS*							
TESISTAS				**SALIDA:**		06h30	
FECHA:	07/11/2015-10/11/2015			**RETORNO:**		17:00	
LUGAR:	PENIPE			**NOMBRE:**		RIO BADCAHUAN	
INTEGRANTES						**SEGURIDAD PERSONAL**	
LUIS PATRICIO MAIGUA PAGUAY						Casco	**x**
						chaleco reflectivo	**x**
						Guantes	**x**
MILTON GEOVANNY GUANO QUILLE						Casco	**x**
						chaleco reflectivo	**x**
						guantes	**x**
EQUIPO		**HERRAMIENTAS**		**MATERIALES**		**OTROS**	
GPS	**x**	cámara fotográfica	**x**	Lija	x		
linterna	**x**	libreta de campo	**x**	Spray	**x**		
escalera		check list	**x**	crayola o tiza	**x**		
nivel	**x**	binoculares	**x**				
		Cinta	**x**				
		flexometro	**x**				
		plomada	**x**				
		Martillo	**x**				
		Cuerda	**x**				
		cepillo de acero	**x**				

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

5.1.1.3. Descripción del puente

En base a la inspección en campo se elaboró el esquema ilustrado en la ilustración 46, el mismo que sirvió para ilustrar los resultados obtenidos.

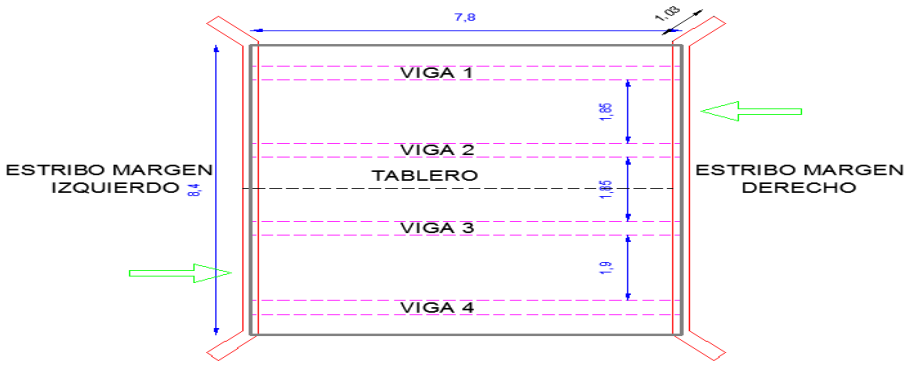


Ilustración 69 Esquema del puente construido

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

5.1.1.3.1. Relación de elementos

SUPERESTRUCTURA		
Elemento Nº	**100**	Losa de aproximación
Elemento Nº	**150**	Tablero
Elemento Nº	**200**	Vigas
Elemento Nº	**250**	Juntas
Elemento Nº	**300**	Capa de Rodadura
Elemento Nº	**350**	Barandas
Elemento Nº	**400**	Aceras
Elemento Nº	**450**	Drenaje
Elemento Nº	**500**	Señalización
Elemento Nº	**550**	Iluminación
Elemento Nº	**600**	Diafragmas
SUBESTRUCTURA		
Elemento Nº	**600**	Estribos
Elemento Nº	**650**	Apoyos
Elemento Nº	**700**	Taludes
Elemento Nº	**750**	Cauce

Ilustración 70 Partes del puente construido

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

5.1.1.4. Descripción del estado de los elementos

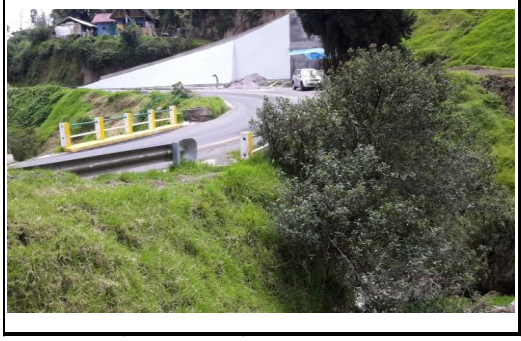
Elementos secundarios

Tabla 119 Evaluación funcional "Carpeta de rodadura"

EVALUACION PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	
ELEMENTOS SECUNDARIOS (SUPERESTRUCTURA)	
FOTOS	**DESCRIPCION**
	La carpeta de rodadura del puente sobre el río badcahuán esta constituida por un pavimento flexible de espesor de 0.05m. Asi mismo cuenta con un ancho de 8.40 m concebida para el uso de 2 carriles.
	FALLAS:
	1.- Fisuras transversales y longitudinales con espesores menores a 5mm. 2.- Presencia de escobros ajenos a la vía en los costados del puente. 3.- Ondulaciones y surcos debido al transito vehicular.

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 120 Evaluación funcional "sistemas de drenaje"

EVALUACION PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	
ELEMENTOS SECUNDARIOS (SUPERESTRUCTURA)	
FOTOS	**DESCRIPCION**
	El sistema de drenaje del puente sobre el río badcahuan evacua el agua hacia los costados del tablero, y esta directamente al estribo, el cual no es recomendado, provocando la presencia de humedad en el estribo el cual genera nuevas fallas posteriores.
	1.- Obstruccion de drenes por acumulacion de sedimentos. 2.- Pequeños establecimientos de agua en la superficie de rodamiento debido al mal texturizado y acabado que se le dio a esta superficie.

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 121 Evaluación funcional "Barandas"

EVALUACION PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	
ELEMENTOS SECUNDARIOS (SUPERESTRUCTURA)	
FOTOS	**DESCRIPCION**
	Las barandas del puente son de hormigon armado en combinacion con tubos metalicos ubicados horizontalmente, de dimensiones (0.20m x 0.20m) por 0.90m de altura, esta conformdo por 5 barandas por cada extremo del puente,
	FALLAS: 1.- Grietas o fisuras con espesores de menos de 0.3 mm. 2.-Descascaramientos o delaminación local en pequeñas superficies.

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 122 Evaluación funcional "Aceras"

ELEMENTOS SECUNDARIOS (SUPERESTRUCTURA)	
FOTOS	**DESCRIPCION**
	Existe unicamente aceras en un costado del puente y es de una dimension muy corta por lo que los peatones no pueden circular libremente. Mientras que en el otro costado del puente la ausencia de aceras es en su totalidad.
	FALLAS:
	1.- Ausencia de aceras en un costado del puente.

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 123 Evaluación funcional "Señalización"

EVALUACION PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	
ELEMENTOS SECUNDARIOS (SUPERESTRUCTURA)	
FOTOS	**DESCRIPCION**
	No existe señalizacion alguna.
	FALLAS: 1.- Ausencia de señalizacion horizontal y vertical.

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 124 Evaluación funcional "Acceso derecho e izquierdo"

EVALUACION PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	
ELEMENTOS SECUNDARIOS (SUPERESTRUCTURA)	
FOTOS	**DESCRIPCION**
	La accesos tanto izquierdo como derecho del Puente sobre el río badcahuan está constituida por una carpeta de rodadura de pavimento flexible, de igual manera cuenta con 8.40 m de ancho concebida para el uso de 2 carriles con un bombeo al 2% y un sistema de drenaje compuesto por cunetas de hormigón a ambos costado de la vía.
	FALLAS:
	1.- Ausencia de señaletica en los accesos del puente. 2.- Obstruccion en cunetas por acumulacion de sedimentos y basuras arrastrados por el agua lluvia. 3.- Pesimo descarga del agua lluvia que circula por las cunetas y desfogan directamente hacia la infraestructura del puente.

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

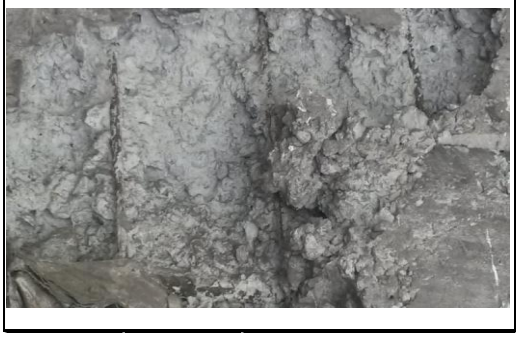
Tabla 125 Evaluación funcional "Losa"

EVALUACION PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	
ELEMENTOS PRINCIPALES (SUBESTRUCTURA)	
FOTOS	**DESCRIPCION**
	La losa del puente sobre el río badcahuan es de hormigon armado con una resistencia a la compresion de 280 kg/cm2, con un ancho de tablero de 8.40 m y un espesor de 0.20m destinado para dos carriles respectivamente.
	FALLAS: 1.- Fisuras transversales y longitudinales con espesores de menos de 5mm. 2.- Fisuras en una y dos direcciones 3.- Aparición de eflorescencia y otros daños ocasionados por la humedad en la superficie del concreto.

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Elementos primarios:

Tabla 126 Evaluación funcional "Vigas"

EVALUACION PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	
ELEMENTOS PRINCIPALES (SUBESTRUCTURA)	
FOTOS	**DESCRIPCION**
	Las vigas principales del puente sobre el río badcahuan son de hormigon armado con una resistencia a la compresion de 280 kg/cm2. Existen 4 vigas colocadas a 1.86 m, y son de dimensiones de (0.40mx0.60m).
	FALLAS:
	1.- Fisuras en una y dos direcciones las mismas que son generadas por las cargas y fuerzas a la que estan expuestos los elementos de la estructura 2.- Aparicion de eflorescencia y otros daños ocasionados por la humedad en la superficie del concreto 3.- Acero de refuerzo expuesto en una parte de la viga, y descascaramiento excesivo en gran parte del elemento

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 127 Evaluación funcional "Diafragma"

EVALUACION PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	
ELEMENTOS PRINCIPALES (SUBESTRUCTURA)	
FOTOS	**DESCRIPCION**
	Las vigas secundarias del puente sobre el río badcahuan son de hormigon armado con una resistencia a la compresion de 280 kg/cm2. Existe una sola viga colocada en el centro del puente en sentido diagonal al trafico.
	FALLAS:
	1.- Fisuras en una y dos direcciones las mismas que son generadas por sobreesfuerzo en la estructura. 2.- Aparicion de eflorescencia y otros daños ocasionados por la humedad en la superficie del concreto 3.- Acero de refuerzo expuesto en una parte de la viga, y descascaramiento excesivo en gran parte del elemento

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 128 Evaluación funcional "Estribo derecho"

<table>
<tr><th colspan="2">EVALUACION PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN</th></tr>
<tr><td colspan="2">
</td></tr>
<tr><th colspan="2">ELEMENTOS PRINCIPALES (SUBESTRUCTURA)</th></tr>
<tr><th>FOTOS</th><th>DESCRIPCION</th></tr>
<tr><td rowspan="2">
 </td><td>El cuerpo del estribo derecho del puente sobre el rio badcahuan es de hormigón armado con una resistencia a la compresión de 280 kg/cm² tipo cantiléver el cual se encuentra ubicado sobre una zapata.</td></tr>
<tr><td>FALLAS:</td></tr>
<tr><td colspan="2">1.- Presencia de descascaramientos, nidos de piedra, fisuras y desprendimiento de hormigon en algunos lugares de esta superficie, estos sse deben esencialmente a las malas tecnicas constructivas durante su ejecucion.
2.- Acumulacion de sedimentos, vegetacion y basuras sobre el cuerpo principal del estribo asi como tambien eflorescencia y otros daños asociados con la humedad en la superficie del estribo.</td></tr>
</table>

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 129 Evaluación funcional "Estribo izquierdo"

<table>
<tr><th colspan="2">EVALUACION PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN</th></tr>
<tr><td colspan="2">
</td></tr>
<tr><th colspan="2">ELEMENTOS PRINCIPALES (SUBESTRUCTURA)</th></tr>
<tr><th>FOTOS</th><th>DESCRIPCION</th></tr>
<tr><td rowspan="2"> </td><td>El cuerpo del estribo derecho del puente sobre el rio badcahuan es de hormigón armado con una resistencia a la compresión de 280 kg/cm² tipo cantiléver el cual se encuentra ubicado sobre una zapata.</td></tr>
<tr><td>FALLAS:</td></tr>
<tr><td> </td><td>1.- Presencia de descascaramientos, nidosde piedra, fisuras y desprendimiento de hormigon en algunos lugares de esta superficie, estos sse deben esencialmente a las malas tecnicas constructivas durante su ejecucion.
2.- Acumulacion de sedimentos, vegetacion y basuras sobre el cuerpo principal del estribo asi como tambien eflorescencia y otros daños asociados con la humedad en la superficie del estribo.</td></tr>
</table>

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 130 Evaluación funcional "Viga cabezal izquierdo"

EVALUACION PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN	
ELEMENTOS PRINCIPALES (SUBESTRUCTURA)	
FOTOS	**DESCRIPCION**
	La viga cabezal y aletones del estribo del margen derecho del Puente sobre el rio Badcahuan son de hormigón armado con una resistencia a la compresión de 280 kg/cm², asimismo cuenta con una viga cabezal de 8.40 m de ancho por 5.60 m de altura y un espesor de 0.30 m de igual manera se halla compuesta por dos aletones de 3.00 m dispuestas a 45° de los extremos de la viga cabezal con un espesor de 0.30 m respectivamente
	FALLAS:
	1.- Presencia de acero de refuerzo expuesto en pequeños fragmentos, ademas de descascaramiento sobre esta superficie 2.- Nidos de piedra en algunos sitios de la viga cabezal y aletones por malos procesos de vibrado duante el vertido de hormigon en obra 3.- Eflorescencia y otros daños asociados con la humedad en la superficie del cabezal

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 131 Evaluación funcional "Viga cabezal derecho"

<table>
<tr><th colspan="2">EVALUACION PUENTE SOBRE EL RIO BADCAHUAN</th></tr>
<tr><td colspan="2">
</td></tr>
<tr><th colspan="2">ELEMENTOS PRINCIPALES (SUBESTRUCTURA)</th></tr>
<tr><th>FOTOS</th><th>DESCRIPCION</th></tr>
<tr><td rowspan="2"> </td><td>La viga cabezal y aletones del estribo del margen derecho del Puente sobre el rio Badcahuan son de hormigón armado con una resistencia a la compresión de 280 kg/cm², asimismo cuenta con una viga cabezal de 8.40 m de ancho por 5.60 m de altura y un espesor de 0.30 m de igual manera se halla compuesta por dos aletones de 3.00 m dispuestas a 45° de los extremos de la viga cabezal con un espesor de 0.30 m respectivamente</td></tr>
<tr><td>FALLAS:</td></tr>
<tr><td> </td><td>1.- Presencia de acero de refuerzo expuesto en pequeños fragmentos, ademas de descascaramiento sobre esta superficie
2.- Nidos de piedra en algunos sitios de la viga cabezal y aletones por malos procesos de vibrado duante el vertido de hormigon en obra
3.- Eflorescencia y otros daños asociados con la humedad en la superficie del cabezal</td></tr>
</table>

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

5.1.1.5. Resultado de la aplicación del formato No. 01.

FORMATO No. 1.- TOMA DE DATOS DE LA INSPECCIÓN		
1. IDENTIFICACIÓN Y UBICACIÓN		
Nombre del puente: Puente sobre río Badcahuan.		**Provincia :** Chimborazo
Tipo de puente: Puente de losa sobre vigas		**Cantón:** Penípe
COORDENADAS:		**Parroquia:** El altar
Norte:	777458	**Poblado más cercano:** Penípe
Este:	9828854	**Nombre de la vía:** Vía a Baños
Altitud:	2598	**Kilometraje:**
2. DATOS GENERALES		
Puentes sobre: Río Badcahuan		**Altura libre inferior (m):** 5.90
Longitud total (m): 7,80		**Número de vías:** 2
Ancho de calzada: (m): 8,40		**Tipo de servicio:** Vehicular – Peatonal
Ancho de acera (m):-----		
3. TRAMOS		
Número de tramos: 1		**Longitud total:** 7,80
Tramos: 1		**Longitud segundo tramo (m):**
Luz Principal (m): ----		**Longitud tercer tramo:**
TRAMO 1 Principal		**TRAMO 2**
Tipo: -----		**Tipo:**----
Condición de Borde:		**Condición de Borde:**
4. SUPERESTRUCTURA		
4.1. TABLERO DE RODADURA		
LOSA		**CARPETA DE RODADURA**
Material: 1		**Material:** 2
Largo (m): 7,80		**Espesor (m):** 0,05
Ancho (m): 8.40		
4.2. BARANDAS		
Material: 2		**Altura (m):** 0.90
Largo (m): 0.20		**Separación (ejes):** 2,5
Ancho (m): 0.20		**Número de postes:** 10,00
4.3. ACERAS		
Material: -----		**Ancho (m):** -----
Largo (m): -----		**Espesor (m):** -----
4.4. JUNTAS DE EXPANSIÓN		
Tipo:----		
Material:-----		
4.5. DRENAJE DE CALZADA		
Material: PVC		**Cantidad**: 2
Separación: 3.10		**Diámetro:** 4 “
4.6. VIGAS		
Tipo: 1		**Peralte:** 0.60 (sin losa)

Material: Concreto Reforzado			**Ancho (m):** 0.40		
No. De vigas: 4			**Separación entre ejes:** 2.25m		
4.7. DIAFRAGMAS					
Material: 1			**Peralte:** 0,40m		
No. De diafragmas: 9			**Ancho (m):** 0.20m		
Largo (m): 1.85m			**Separación entre ejes:**---		
5. SUBESTRUCTURA					
5.1. APOYOS					
APOYO 1		**APOYO 2**		**APOYO 3**	
Tipo:---		**Tipo:**----		**Tipo:**----	
Material:----		**Material:**---		**Material:**----	
Ubicación:----		**Ubicación:**----		**Ubicación:**----	
Número:----		**Número:**----		**Número:**----	
5.2. ESTRIBOS					
ESTRIBO IZQUIERDO			**ESTRIBO DERECHO**		
Tipo: 1			**Tipo:** 1		
Material: 2			**Material:** 2		
Cuerpo/Altura (m): 4.80			**Cuerpo/Altura (m):** 4.80		
Cuerpo/Ancho (m): 9,60			**Cuerpo/Ancho (m):** 9.60		
Cuerpo/Espesor (m): 0.50			**Cuerpo/Espesor(m):** 0.50		
Alas/Altura (m): 4.80			**Alas/Altura (m):** 4.80		
Alas/Ancho (m):1.00			**Alas/Ancho (m):** 1.00		
Alas/Espesor (m): 0.55			**Alas/Espesor (m):** 0.55		
5.3. PILAS					
PILA 1			**PILA 2**		
Tipo:----			**Tipo:**----		
Material:------			**Material:**---		
Forma:-----			**Forma:**----		
Altura (m):----			**Altura (m):**---		
Ancho (m):----			**Ancho (m):**----		
Espesor (m): ----			**Espesor (m):** ---		
6. OTROS DETALLES					
6.1. ACCESOS					
ACCESO IZQUIERDO			**ACCESO DERECHO**		
Tipo de superficie: 0			**Tipo de superficie:** 0		
Ancho de calzada (m): 4.20			**Ancho de calzada (m):** 4.20		
Ancho de bermas (m): ------			**Ancho de bermas (m):**--		
Visibilidad: Buena			**Visibilidad:** Buena		
6.2. SEÑALIZACIÓN VIAL					
ACCESO IZQUIERDO			**ACCESO DERECHO**		
Señal Informativa: no			**Señal Informativa:** no		
Señal Preventiva: no			**Señal Preventiva:** no		
Señal Reglamentaria: no			**Señal Reglamentaria:** no		
Señal Horizontal: no			**Señal Horizontal:** no		

6.3. NIVELES DE AGUA	
Aguas máximas (m): 3.70	**Galibo determinado (m):**5.95
Aguas mínimas (m): 0.60	**Galibo aguas máximas (m):** -

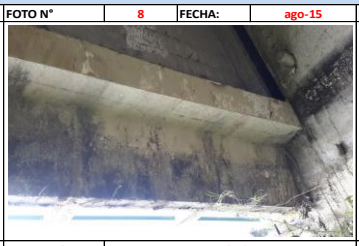
5.1.1.5.1. Resultado de la aplicación del formato No. 02.

ELEMENTOS SECUNDARIOS										
1. CARPETA DE RODADURA	ITEM	1. ONDULACION	2. SURCOS	3. AGRIETAMIENTO	4. BACHES	5. SOBRECAPA DE ASFALTO	6.MATERIAL AJENO A LA VIA	7. DETERIORO SUPERFICIAL		SUMATORIA
	EVALUACION	3	2	2	2	3	2	2		16
2. BARANDAS (ACERO)	ITEM	1. DEFORMACION	2. OXIDACION	3. CORROSION	4. FALTANTE O AUSENCIA	5. DAÑOS POR COLISION				
	EVALUACION	4	3	3	2	3				15
3. BARANDAS (CONCRETO)	ITEM	1. FALTANTE O AUSENCIA	2. AGRIETAMIENTO	3. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	4. DAÑOS POR COLISION	5. DESCASCARAMIENTO	6. NIDOS DE PIEDRA			
	EVALUACION	3	3	3	3	3	2			17
4. JUNTAS DE EXPANSION	ITEM	1. FILTRACION DE AGUA	2. SONIDOS EXTRAÑOS	3. FALTANTE O DEFORMACION	4. MOVIMIENTO VERTICAL	5. JUNTAS OBSTRUIDAS				
	EVALUACION									
5. DRENAJE	ITEM	1. OBSTRUCCION DE DRENAJE	2. LONGITUD O SECCION INSUF.	3.AUSENCIA DE DRENAJE	4. MALA UBICACIÓN DE DRENAJES	5. BOMBEO DE LA VIA				
	EVALUACION	3	5	3	5	5				21
6. ACERAS	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. FALTANTE O AUSENCIA		
	EVALUACION	4	3	2	3	2	4	2		20
7. SEÑALIZACION	ITEM	1. EMPLAZAMIENTO DE SEÑALETICA	2. DESGASTE DE PINTURA	3. AUSENCIA DE SEÑALETICA	4. DETERIORO DE DELINEADORES DE PISO	5.INSEGURIDAD VIAL				
	EVALUACION	5	3	5	3	5				21
8. ACCESOS	ITEM	1. FALLA EN LA CARPETA DE RODADU	2. DEFICIENCIA EN EL DRENAJE	3. DEFICIENCIA EN LA SEÑALETICA	4. PERDIDA DE GUARDAVIAS	5. ACUMULACION DE MATERIAL EN LA VÍA				
	EVALUACION	2	4	4	5	2				17
							Σ ELEMENTOS SECUNDARIOS		127	

ELEMENTOS PRIMARIOS										
7. LOSA	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN 2 DIRECCIONES	3.DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDO DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. FALTANTE O AUSENCIA		SUMATORIA
	EVALUACION	3	4	3	3	4	4	2		23
8. VIGA PRINCIPAL	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN 2 DIRECCIONES	3.DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA			
	EVALUACION	4	4	4	4	4	4			24
9. VIGAS SECUNDARIA (DIAFRAGMAS)	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN 2 DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5.NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA			
	EVALUACION	4	3	4	4	4	4			23
10. APOYOS	ITEM	1. ROTURA DE PERNOS	2. DEFORMACION	3. INCLINACION	4. DESPLAZAMIENTO					
	EVALUACION									
11. VIGA CABEZAL Y ALETONES (ESTRIBO MARGEN DERECHO)	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN 2 DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5.NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. PROTECCION DEL TALUD		
	EVALUACION	4	3	3	1	4	4	3		22
12. VIGA CABEZAL Y ALETONES (ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO)	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN 2 DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5.NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. PROTECCION DEL TALUD		
	EVALUACION	4	3	3	1	4	4	3		22
13. ESTRIBO MARGEN DERECHO	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN 2 DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5.NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. INCLINACION	8. SOCAVACION EN LA FUNDACION	
	EVALUACION	2	3	4	1	4	4	3	3	24
14. ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN 2 DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5.NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. INCLINACION	8. SOCAVACION EN LA FUNDACION	
	EVALUACION	2	3	4	1	4	4	3	5	26
15. VIGA CABEZAL O MARTILLO (PILA)	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN DOS DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5. NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA			
	EVALUACION									
16. PILA (CUERPO PRINCIPAL)	ITEM	1. FISURAS EN UNA DIRECCION	2. FISURAS EN 2 DIRECCIONES	3. DESCASCARAMIENTO	4. ACERO DE REFUERZO EXPUESTO	5.NIDOS DE PIEDRA	6. EFLORESCENCIA	7. INCLINACION	8. SOCAVACION EN LA FUNDACION	
	EVALUACION									
							Σ ELEMENTOS PRIMARIOS		164	

5.1.1.5.2. Resultado de la aplicación del formato No. 03.

FORMATO N°3. INSPECCION DE PUENTES FOTOGRAFIAS

FOTO N°	1	FECHA:	ago-15	FOTO N°	2	FECHA:	ago-15	FOTO N°	3	FECHA:	ago-15
ELEMENTO:	PUENTE			ELEMENTO:	PUENTE			ELEMENTO:	VIA DE ACCESO		
DETALLE:	VISTA LATERAL			DETALLE:	VISTA GENERAL			DETALLE:	MATERIAL AJENO A LA VIA		
FOTO N°	4	FECHA:	ago-15	FOTO N°	5	FECHA:	ago-15	FOTO N°	6	FECHA:	ago-15
ELEMENTO:	VIGAS			ELEMENTO:	BARANDAS			ELEMENTO:	PUENTE		
DETALLE:	VISTA GENERAL			DETALLE:	AGRIETAMIENTO			DETALLE:	VISTA DE LINEA CENTRO		
FOTO N°	7	FECHA:	ago-15	FOTO N°	8	FECHA:	ago-15	FOTO N°	9	FECHA:	ago-15
											
ELEMENTO:	DIAFRAGMAS			ELEMENTO:	VIGAS			ELEMENTO:	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO		
DETALLE:	VISTA GENERAL			DETALLE:	AGRIETAMIENTO			DETALLE:	PRESENCIA DE MALEZA		
FOTO N°	10	FECHA:	ago-15	FOTO N°	11	FECHA:	ago-15	FOTO N°	12	FECHA:	ago-15
ELEMENTO:	ESTRIBO DERECHO			ELEMENTO:	ESTRIBO MARGEN DERECHO			ELEMENTO:	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO		
DETALLE:	PRESENCIA MALEZA			DETALLE:	SOCAVACION EN CIMENTACION			DETALLE:	SOCAVACION EN CIMENTACION		
FOTO N°	13	FECHA:	ago-15	FOTO N°	14	FECHA:	ago-15	FOTO N°	15	FECHA:	ago-15
ELEMENTO:	VIGAS			ELEMENTO:	AGUAS ABAJO			ELEMENTO:	ESTRIBO		
DETALLE:	DESCASCARAMIENTO			DETALLE:	VISTA GENERAL			DETALLE:	FISURAS EN UNA DIRECCION		
FOTO N°	16	FECHA:	ago-15	FOTO N°	17	FECHA:	ago-15	FOTO N°	18	FECHA:	ago-15
ELEMENTO:	VIGA			ELEMENTO:	VIGAS			ELEMENTO:	ESTRIBO		
DETALLE:	ACERO DE REFUERZO EXPUESTO			DETALLE:	DESCASCARAMIENTO			DETALLE:	FISURAS EN DOS DIRECCIONES		

5.1.1.6. Condición global del puente

Para obtener la calificación global del puente en este método nos guiamos en la tabla de calificación, en el cual conociendo la sumatoria total del grado de daños se tiene:

- ✓ Al concluir la respectiva evaluación funcional en elementos secundarios la sumatoria del grado de daños es 127 que se encuentra en el rango ≤ 170, teniendo así una calificación de 4 cuya condición es **REGULAR**, es decir hay problemas en algunos elementos secundarios y muestran deterioro de mediana importancia.
- ✓ Al concluir la respectiva evaluación funcional en elementos primarios la sumatoria del grado de daños es 164 que se encuentra en el rango ≤195(sin pilas), teniendo así una calificación de 8 cuya condición es **MUY MALO**, es decir el deterioro avanza en los elementos estructurales primarios se recomienda establecer un monitoreo.

Nota: Se asumió los valores máximos de calificación en los elementos no existentes tal como establece este método.

Al conocer la debida calificación global del puente se concluye que la estructura está con un grado de deterioro avanzado en elementos primarios, debido a que no se le dio ningún tipo de mantenimiento, por lo cual se recomienda realizar un nuevo estudio considerando normas adecuadas de diseño de puentes.

5.1.2. Análisis Estructural De Los Elementos Del Puente Sobre El "Rio Badcahuan".

5.1.2.1. Descripción de los elementos del puente

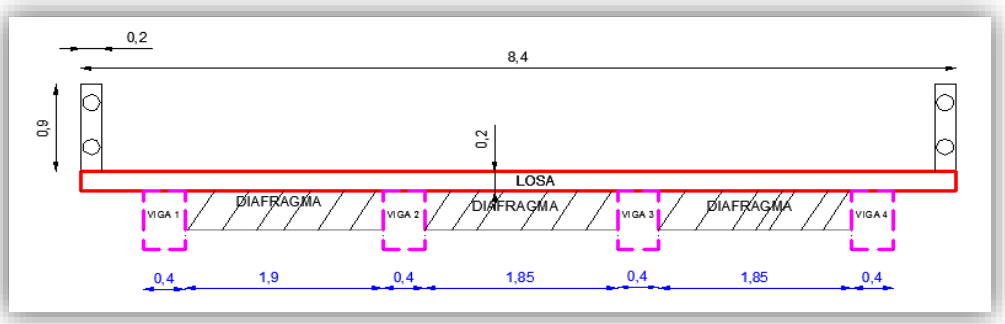


Ilustración 71 Partes constitutivas del puente existente

5.1.2.1.1. Superestructura

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Losa: La losa tiene un espesor de 0,20m, una longitud de 7,80m y un ancho de 8,40m incluidas las barandas, construida en hormigón armado, al momento el tablero presenta desprendimiento de material. (Véase Ilustración 71)

Vigas: El puente cuenta con 4 vigas de hormigón armado, las mismas que tienen bases de 0,40m y un peralte de 0,60m. (Véase Ilustración 71)

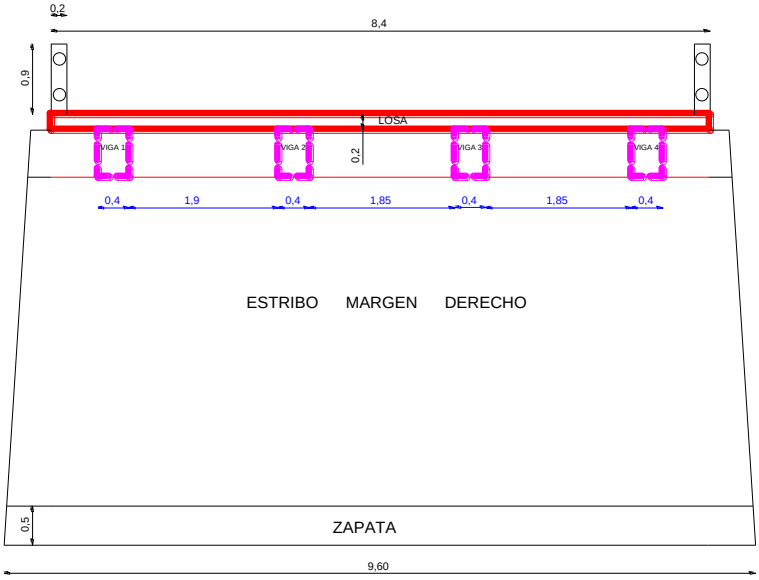
Diafragmas: El puente cuenta con nueve diafragmas ubicado tres en la mitad, tres al margen derecho y otros al margen izquierdo del puente está construido de hormigón armado, tiene un peralte de 0,40m y una base de 0,20 m. (Véase Ilustración 71)

Apoyos: El puente existente no cuenta con apoyos, al momento de realizar la inspección y reconocimiento no se evidencio la existencia de ningún tipo de apoyo.

Barandas: Las barandas construidas en concreto con tubería de acero.

5.1.2.1.2. Infraestructura.

Estribos.



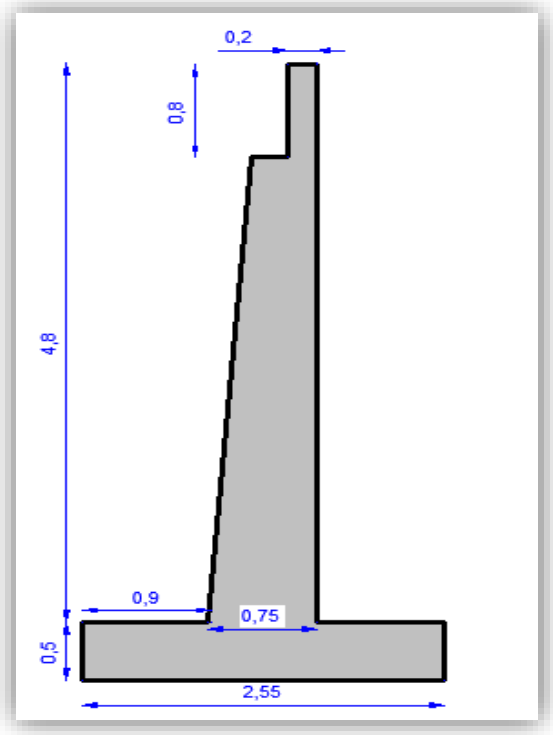
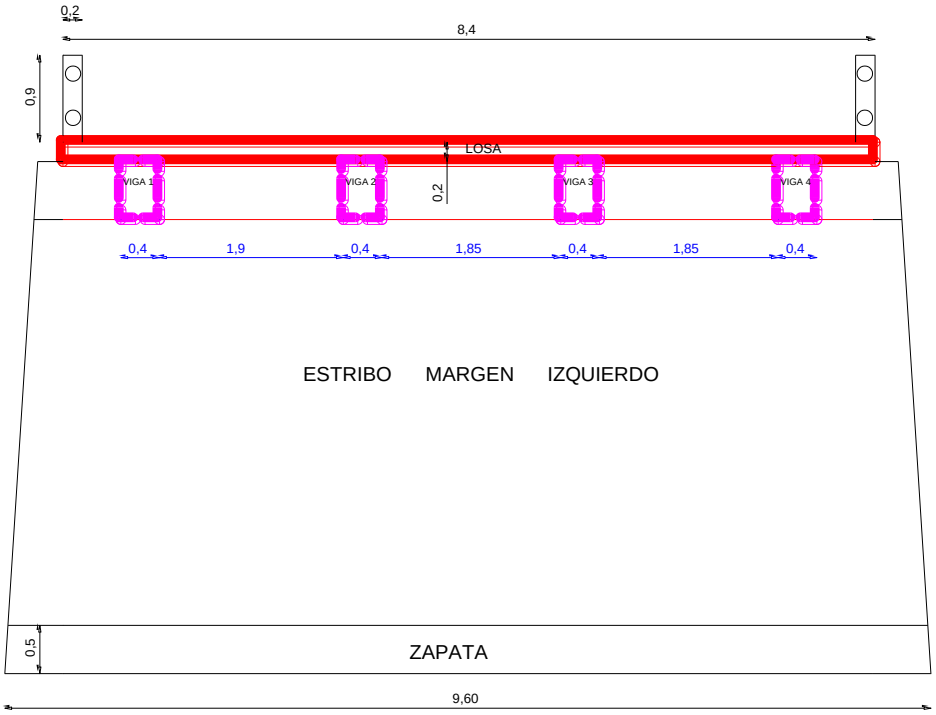


Ilustración 72 Estribo margen derecho puente existente

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano



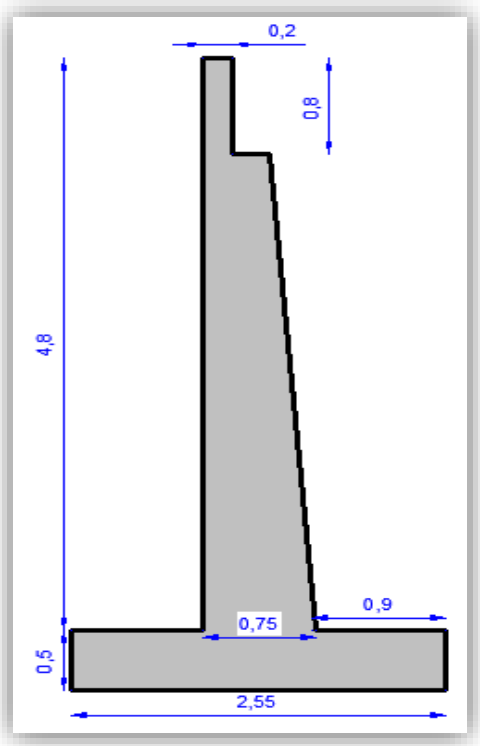


Ilustración 73 Estribo margen izquierdo del puente existente

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Como puede apreciarse en las ilustraciones 72 y 73, los estribos están construidos en hormigón armado, con altura de 4.80 m, el ancho del cuerpo del estribo es de 9.60 m.

Cimentación: La altura de la zapata es de 0,50m en los dos estribos, la zapata del estribo margen izquierdo presenta socavación de 0,80m de profundidad.

5.1.2.2. Calculo estructural del Puente sobre el Rio Badcahuan Norma AASHTO STANDARD

5.1.2.2.1. Tablero

I. Calculo de separación entre ejes de vigas (S)

DATOS		
ANCHO TOTAL TABLERO	8,4	m
NUMERO DE VIGAS	4	
LUZ DEL PUENTE	7,8	m
CARAGA DE DISEÑO VIVA HS:20:44	7,27	T
ANCHO DE VIGA	0,4	m
SEPARACIÓN ENTRE EJES DE VIGAS (S) CALCULADO	2,1	m
SEPARACION ENTRE EJES DE VIGAS(S) PUENTE EXISTENTE	2,25	m

$$S = \frac{ancho\ tablero}{\#\ de\ vigas\ asumida}$$

$1.80m \leq S \leq 3.00m$ $1.80m \leq S^{*} \leq 3.00m$

Recomendaciones de la AASHTO:

$\boldsymbol{S^{*}}$ = Se utilizara si existe más de 3 vigas, viga empotrada a la losa y si el puente es de 2 carriles.

$\boldsymbol{S}$ = Se utilizara si existe efecto de apoyo en puentes de un solo carril (2vigas), aunque la viga este empotrada a la losa.

Observaciones:

1. Si "S" supera el valor indicado la carga de cada viga debe ser la reacción de las cargas de ruedas en la hipótesis de que la rueda trabaja como simplemente apoyada entre vigas.
2. La sobrecarga absorbida por las vigas exteriores, será igual a la reacción de las ruedas, en la hipótesis de que la losa trabaja como simplemente apoyada entre las vigas.
3. La capacidad resistente combinada de todas las vigas de un tramo,

Tipo de forjado	*Un carril fracción de carga de la rueda que toma cada viga*	*Dos o mas carriles, fracción de la carga de la rueda que toma cada viga*
1.- Losa de hormigón sobre larguero de acero en I	$\frac{S}{2.1} \leq 3.00m$	$\frac{S}{1.676} \leq 4.27m$
2.- Losa de hormigón sobre vigas de hormigon	$\frac{S}{1.80} \leq 1.80m$	$\frac{S}{1.879} \leq 3.05m$
3.- vigas de cajón de hormigón	$\frac{S}{2.1} \leq 3.60m$	$\frac{S}{2.1} \leq 4.80m$

Verificación con el "$S_{CALCULADO}$": para nuestro caso de estudio tomamos la opción 2 (dos o más carriles). Losa de hormigón sobre vigas de hormigón.

$$S_{CALCULADO} =====> 2.10\ m$$

$$S_{VERIFICADO} = \frac{S}{1{,}879} \leq 3.05m$$

$$S_{VERIFICADO} = \frac{2.10}{1{,}879} \leq 3.05m$$

$$S_{VERIFICADO} = 1.12m \leq 3.05m \textbf{ OK}$$

Verificación con el "$S_{PUENTE\ EXISTENTE}$": para nuestro caso de estudio tomamos la opción 2 (dos o más carriles). Losa de hormigón sobre vigas de hormigón.

$$S_{PUENTE\ EXISTENTE} =====> 2.25\ m$$

$$S_{PUENTE\ EXISTENTE} = \frac{S}{1{,}879} \leq 3.05m$$

$$S_{PUENTE\ EXISTENTE} = \frac{2.25}{1{,}879} \leq 3.05m$$

$$S_{PUENTE\ EXISTENTE} = 1.20m \leq 3.05m \textbf{ OK}$$

II. Determinación del espesor de la losa (t)

TIPO	SUPERESTRUCTURA TIPO	ESPESOR MÍNIMO (m) ≥ 0.17m
B1	Losa de puentes con refuerzo principal paralelo o perpendicular al trafico	$\frac{S+3.05}{30}$
B2	Vigas T	$\frac{S+2.75}{18}$
Nota: para vanos simples estos valores deben multiplicar por 1.1 (incremento 10%)		

Recomendación de la ASSHTO 8.9.2

Para nuestro caso de estudio se utilizara la formula B1 usada para puentes con refuerzo principal paralelo o perpendicular al tráfico.

DATOS		
ANCHO TOTAL TABLERO	8,4	m
NUMERO DE VIGAS	4	
LUZ DEL PUENTE	7,8	m
CARAGA DE DISEÑO VIVA HS:20:44	7,27	T
ANCHO DE VIGA	0,4	m
SEPARACIÓN ENTRE EJES DE VIGAS (S) CALCULADO	2,1	m
SEPARACION ENTRE EJES DE VIGAS(S) PUENTE EXISTENTE	2,25	m

S == > se realizaran todos los cálculos

$$t = \left(\frac{S+3.05}{30}\right) * 1.10$$

$$t = \left(\frac{2.25+3.05}{30}\right) * 1.10$$

$$t_{calculado} = 0.194\ m \leq t_{losa\ construida} = 0.20\ m \textbf{ OK}$$

III. Análisis de cargas

Peso específico hormigón (γ)	2.40	Ton/m3
Espesor de la losa (t) construido	0.20	m
Peso baranda	0.15	Ton
Peso carpeta de rodadura	0.12	T
Ancho total tablero	8.40	M

- Peso propio de la losa: 0.20 m x 2.40 T/m3 = **0.48 T/m2**
- Peso propio de la rodadura: **0.120 T/m2**
- Peso propio de pasa manos: $\frac{0.15\ T/m}{8.40\ m}$ = **0.0179 T/m2**

TOTAL DE CARGAS MUERTAS (P): **0.48 + 0.120 + 0.0179** = **0.618 T/m2**

IV. Momentos interiores por cargas muertas y vivas. (AASTHO Standard 3.6.1.6)

Momentos interiores por carga muerta y viva de tramo

Momento por carga muerta

$$M_{tramo\ CM} = \frac{Cm * (s^*)^2}{10} = \frac{0.618\ Ton/m^2 * (1.85)^2}{10} = \mathbf{0.212\ T * m}$$

Calculo del impacto

$$I = \frac{15{,}24}{38.1+L} \leq 0.30 = \frac{15{,}24}{38.1+7.8} = \mathbf{0.33}$$

(Nota: como el valor I ≥ 0.30; entonces se tomara el valor de **I = 0.30** para el respectivo calculo)

Momento de carga viva

$$M_{tramo\ CV+I} = \left(\frac{s^* + 0.61}{9.75}\right) * 0.8P * I\% = \left(\frac{1.85 + 0.61}{9.75}\right) * 0.8 * 7.27(1.33) = \mathbf{1.91\ T * m}$$

<u>Momento ultimo</u>

$$M_{ULT} = 1.3\left(M_{tramo\ CM} + \frac{5}{3}(M_{tramo\ CV+I})\right) = 1.3\left(0.212\ T * m + \frac{5}{3}(1.91\ T * m)\right) = \mathbf{4{,}414\ T * m}$$

V. Cálculo de acero de refuerzo

Armadura principal:

Nota: si asumimos utilizar varilla ϕ16mm, con recubrimiento superior d´sup= 5cm y recubrimiento:

$$d_{Asum} = t - r - \frac{\emptyset}{2} = 18 - 5 - \frac{1.6}{2} = \mathbf{12.2\ cm}$$

$$k = \frac{Mu}{\emptyset * f'c * b * d^2} = \frac{4.414 * 10^5}{0.9 * 209.25 * 100 * 12.2^2} = \mathbf{0.157}$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.157}}{1.18} = \mathbf{0.175}$$

$$p = q * \frac{f'c}{Fy} = 0.175 * \frac{209.25}{4200} = \mathbf{0.0087}$$

Corrección d:

$$d_{Calc} = \sqrt{\frac{Mu}{\emptyset * p * Fy * b * (1 - \left(\frac{0.59 * p * Fy}{f'c}\right)}}$$

$$= \sqrt{\frac{4.414 * 10^5}{0.9 * 0.0087 * 4200 * 100 * (1 - \left(\frac{0.59 * 0.0087 * 4200}{209.25}\right)}} = \mathbf{12.23cm}$$

- **Calculo del "As"**

$$A_s = p * b * d = 0.0087 * 100 * 12.23 = \mathbf{10.64cm^2}$$

$$k = \frac{Mu}{\emptyset * f'c * b * d^2} = \frac{4.414 * 10^5}{0.9 * 209.25 * 100 * 12.23^2} = \mathbf{0.157}$$

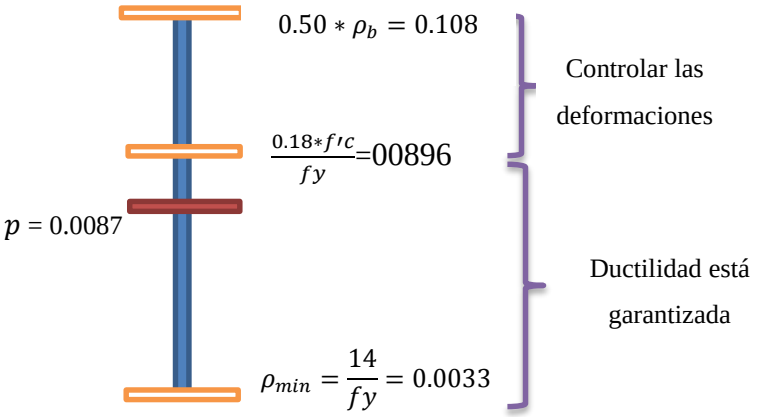
$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.114}}{1.18} = \mathbf{0.175}$$

$$p = q * \frac{f'c}{Fy} = 0.123 * \frac{209.25}{4200} = \mathbf{0.0087}$$

Hallar el ρ_b

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'c}{fy} * \beta_1 * \left(\frac{6300}{6300 + fy}\right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 209.25}{4200} * 0.85 * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right) = 0.0216$$



Calculo del dreal:

$$d_{Calc} = \sqrt{\frac{Mu}{\emptyset * p * Fy * b * (1 - \left(\frac{0.59 * p * Fy}{f'c}\right)}}$$

$$= \sqrt{\frac{4.414 * 10^5}{0.9 * 0.0087 * 4200 * 100 * (1 - \left(\frac{0.59 * 0.0087 * 4200}{209.25}\right)}} = \mathbf{12.23cm}$$

Calculo del "Asreal"

$$A_s = p * b * d = 0.0087 * 100 * 12.23 = \mathbf{10.64\ cm^2}$$

$$\#\boldsymbol{var} = \frac{\mathbf{10.64}}{\boldsymbol{A_{\emptyset 22}}} = \mathbf{3\emptyset 22mm} \quad ===> \ \boldsymbol{Asreal} = \mathbf{11.40cm^2}$$

$$\boldsymbol{TOTAL\ ACERO\ DE\ REFUERZO\ PRINCIPAL}: \mathbf{24\ \emptyset\ 22mm@0,33m}$$

Armadura de repartición:

$$As\ rep\ \% = \frac{121}{\sqrt{s}} \leq 67\%$$

$$\boldsymbol{As\ rep}\ \% = \frac{\mathbf{121}}{\sqrt{\mathbf{1.85}}} = \mathbf{88.96} \leq \mathbf{67}\%$$

Nota: Como el valor calculado supera es mayor a 67%, entonces se realiza el cálculo del 67% del acero de refuerzo principal.

$$Asrep = 11.40 * 67\% = 7.64cm^2$$

$$\#var = \frac{As}{A_{\emptyset 10}} = \frac{7.64}{3.80} = 2\ \emptyset 22mm/m$$

$$\boldsymbol{TOTAL\ ACERO\ DE\ REFUERZO\ DE\ REPARTICION: 17\ \emptyset\ 22mm@0,50m}$$

Armadura de Temperatura

$$As\ temp = 0.0018 * b * tmin = 0.0018 * 100 * 18 = 3.24\ cm^2$$

$$\#var = \frac{As}{A_{\emptyset 10}} = \frac{3.24}{0.50} = 6.48 \cong 7\ \emptyset\ 8mm/m$$

$60\ \emptyset\ 8mm\ @\ 0{,}15m$ **Malla electrosoldada**

VI. Cálculo de los momentos volados

Condición 1

En este caso de estudio este caso no se presenta debido a la inexistencia de veredas en la Estructura del puente.

Condición 2

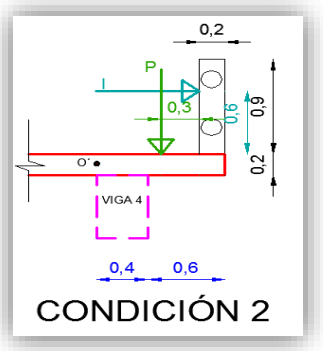


Ilustración 74 Condición 2 volados

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$M_{cm} = C_m * \frac{0.60^2}{2} = 0.618\frac{Ton}{m^2} * \frac{0.60^2}{2} = 0.111T * m$$

$$M_{cv+I} = P * X_1 * I = 7.27 * 0.095 * 1.30 = 0.897T * m$$

$$M_{cvch} = 0.744 * \left(\frac{t}{2} + e\right) * I = 0.744 * \left(\frac{0.18}{2} + 0.60\right) * 1.30 = 0.67T * m$$

$$E = 0.8 * X1 + 1.143 = (0.8 * 0..095) + 1.143 = 1.22$$

$$M_{CVD} = \frac{M_{cv+I} + M_{cvch}}{E} = \frac{0.897 + 0.67}{1.22} = 1.28\, T * m$$

$$M_{ULT} = 1.3\,(M_{cm} + M_{cvd}) = 1.3\,(0.111 + 1.28) = \mathbf{1.808\ T * m}$$

Cálculo de acero de refuerzo

$$d_{Asum} = t - r - \frac{\emptyset}{2} = 18 - 5 - \frac{1.6}{2} = 12.2\ cm$$

$$k = \frac{Mu}{\emptyset * f'c * b * d^2} = \frac{1.808 * 10^5}{0.9 * 209.25 * 100 * 12.2^2} = 0.065$$

$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.139}}{1.18} = 0.068$$

$$p = q * \frac{f'c}{Fy} = 0.068 * \frac{209.25}{4200} = 0.0033$$

Corrección d:

$$d_{Calc} = \sqrt{\frac{Mu}{\emptyset * p * Fy * b * (1 - \left(\frac{0.59 * p * Fy}{f'c}\right)}}$$

$$= \sqrt{\frac{1.808 * 10^5}{0.9 * 0{,}0033 * 4200 * 100 * (1 - \left(\frac{0.59 * 0.0033 * 4200}{209.25}\right)}} = 12.11cm$$

$$k = \frac{Mu}{\emptyset * f'c * b * d^2} = \frac{1.808 * 10^5}{0.9 * 209.25 * 100 * 12.11^2} = 0.0655$$

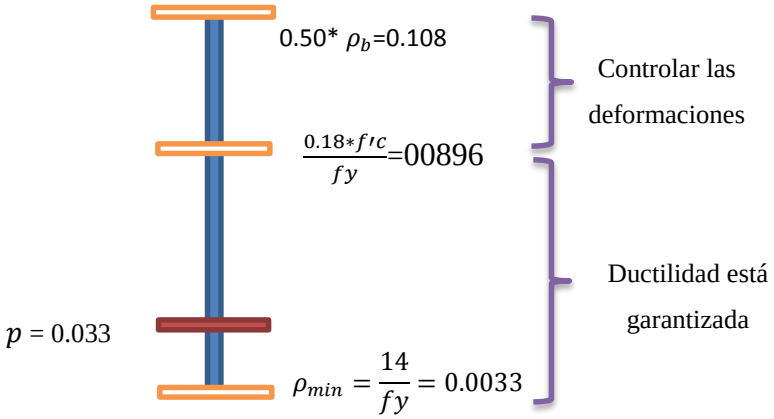
$$q = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * k}}{1.18} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2.36 * 0.0655}}{1.18} = 0.068$$

$$p = q * \frac{f'c}{Fy} = 0.068 * \frac{209.25}{4200} = 0.0033$$

Hallar el ρ_b

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'c}{fy} * \beta_1 * \left(\frac{6300}{6300 + fy}\right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 209.25}{4200} * 0.85 * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right) = 0.0216$$



Calculo de la armadura principal

$$A_s = p * b * d = 0.0033 * 100 * 12.11 = 3.99cm^2$$

$$\#var = \frac{\mathbf{3.99}}{\boldsymbol{A_{\emptyset 18}}} = \mathbf{0.50m} \cong \mathbf{1\emptyset 18mm@0.50m}$$

ARMADURA POR CADA METRO		TOTAL
TRAMO	3 Ø 22mm	24 Ø 22mm@0,33m
VOLADO	1 Ø 18mm	1 Ø 18mm@ 0,50 m
ARMADURA DE REPARTICION	2 Ø 22mm	17Ø 22mm@0,50m
ARMADURA DE TEMPERATURA	7 Ø 8 mm	60 Ø 22mm@0,15m

5.1.2.2.2. Vigas exteriores e interiores

Datos

- f'c= 339.50 Kg/cm^2
- Fy: 4200 Kg/cm^2
- Luz del puente: 7.80 m
- S: 2.25m
- Carga viva de diseño: HS 20-44
- b: 40 cm
- $h_{constuido} = 0.60\ m$
- Espesor del tablero (t)= 0.20m

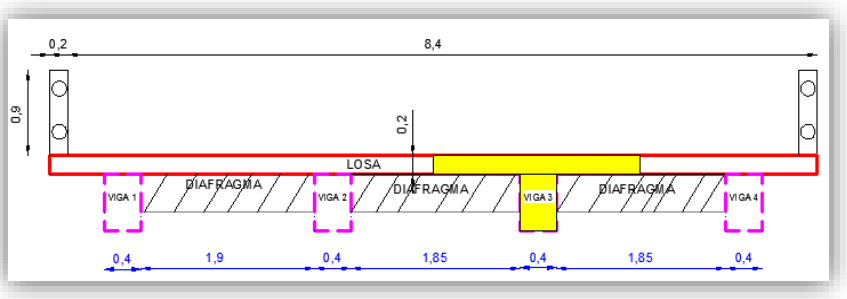


Ilustración 75 Detalle de la viga exterior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

i. Ancho Efectivo:

$$B \leq \begin{bmatrix} \frac{L}{4} = \frac{7.80\ m}{4} = 1.95m \\ 12t + b = (12 * 0.18m) + 0.40m = 2.80\ m \\ S = 2.25\ m \end{bmatrix} \rightarrow \boldsymbol{B = 1.95\ m}$$

ii. Peralte Mínimo:

$$h_{min} = \left(\frac{L + 2.75}{18}\right) * 1.1$$

$$\boldsymbol{h_{min} = \left(\frac{7.80 + 2.75}{18}\right) * 1.10 = 0.647\ m}$$

$$\boldsymbol{h_{min} = 0.647\ m \cong 0.65m}$$

El peralte construido es de $h_{min} = 0{,}80m$ siendo menor el calculado es de $h_{min} = \boldsymbol{0{,}65m.}$

iii. Análisis de carga muerta

- **Tablero:**

$$W_{tablero} = B * t * \delta$$

$$\boldsymbol{W_{tablero}} = 2.25 * 0.20 * 2.40 = 1.08\, T/m$$

- **Pasamanos:**

$$W_{pasamanos} = \frac{Carga}{\#\ vigas}$$

$$\boldsymbol{W_{pasamanos}} = \frac{0.150}{4} = 0.0375\, T/m$$

- **Capa de rodadura:**

$$W_{capa\ de\ rodadura} = carga * B$$

$$\boldsymbol{W_{capa\ de\ rodadura}} = 0.120 * 2.25 = 0.27\, T/m$$

$$\sum W = 1.08 + 0.0375 + 0.27 = \boldsymbol{1.388\, T/m}$$

- **Peso propio de la viga:**

$$W_{peso\ propio} = b * h * 1m * \delta$$

$h = h_{min} - t = 0.65 - 0.20 = 0.45\ m$ Por lo tanto para el cálculo del peso propio de la viga se realizara con el $h_{min} = 0{,}80m$ contruido

$$. h = h_{min} - t = 0.80 - 0.20 = 0.60\ m$$

$$\boldsymbol{W_{peso\ propio}} = 0.40m * 0.60m * 1m * \frac{2.4Ton}{m3} = \boldsymbol{0.576T/m}$$

- **Peso de los diafragmas:**

Asumimos las medidas: 0.40m x 0.20m, siempre y cuando no supere la altura de la viga. 1 diafragma central y 1 en cada apoyo.

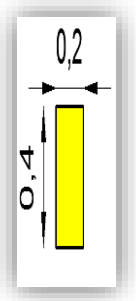


Ilustración 76 Detalle de diafragma

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

- **Peso de los diafragmas:**

$$h = 80\ \%\ h_{min} - e_{losa} = 0.80 * 0.80 - 0.20 = 0.44$$

$$h = 0.44m > hconst = 0.40m$$

Nota: realizado el cálculo del h del diafragma se observó que no cumplía con lo indicado por la fórmula establecida.

$$W_{diafragma} = b * h * e * \delta = 2.25 * 0.40 * 0.20 * 2.4 = 0.432\ T$$

$$M = \frac{W_{diafragma} * L}{4} = \frac{0.432 * 7.80}{4} = 0.842\ T_m$$

$$0.842\ T_m = \frac{q * l^2}{8}$$

$$\boldsymbol{q} = \frac{8 * 0.842}{7.80^2} = 0.111\ \ T/m$$

$$\boldsymbol{W_{cm}} = \sum \boldsymbol{W}$$

$$\boldsymbol{W_{cm}} = \mathbf{1.388 + 0.576 + 0.111} = \mathbf{2.075T/m}$$

iv. Diagrama de carga muerta:

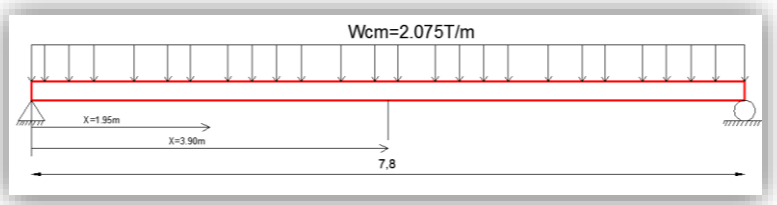


Ilustración 77 Diagrama de carga muerta

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$Vx = RA - q * x$$

$$Vx = \frac{2.075 * 7.80}{2} - 2.075x \ = 8.093 - 2.075x$$

$$Vx = \int RA - \int q * x$$

$$Mx = \frac{2.075 * 7.80}{2}x - \frac{2.075x^2}{2} \ = 8.093x \ - \frac{2.075x^2}{2}$$

Ecuación de cortantes y momentos:

- ✓ **x=0 m**

$$Vx = \frac{2.075 * 7.80}{2} - 2.075x \ = 8.093 - 2.075(0) = 8.093$$

$$Mx = \frac{2.075 * 7.80}{2}x - \frac{2.075x^2}{2} \ = 8.093(0) \ - \frac{2.075(0)^2}{2} = 0$$

- ✓ **x= 1.95 m**

$$Vx = \frac{2.075 * 7.80}{2} - 2.075x \ = 8.093 - 2.075(1.95) = 4.047$$

$$Mx = \frac{2.075 * 7.80}{2}x - \frac{2.075x^2}{2} \ = 8.093(1.90) \ - \frac{2.075(1.90)^2}{2} = 11.631$$

- ✓ **x= 3.90 m**

$$Vx = \frac{2.075 * 7.80}{2} - 2.075x \ = 8.093 - 2.075(3.90) = 0$$

$$Mx = \frac{2.075 * 7.80}{2}x - \frac{2.075x^2}{2} \ = 8.093(3.90) \ - \frac{2.075(3.90)^2}{2} = 15.782$$

x	MCM	VCM
0	0	8.093
1.95	11.631	4.047
3.90	15.782	0

Análisis del momento de carga viva:

Factor de distribución transversal

$$f = \frac{s}{1.829} = \frac{2.25}{1.829} = \mathbf{1.23}$$

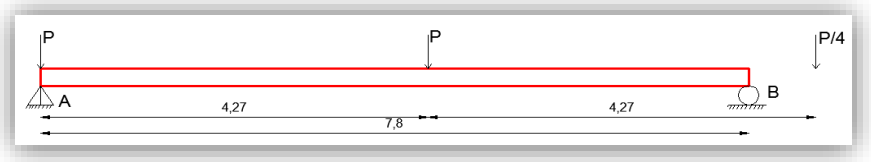
Impacto

$$Im = \frac{15.24}{38.1 + 7.80} = 0.33$$

x	Im (calculado)	Im(asumido)
7.8	0.330	1.30
5.85	0.347	1.30
3.90	0.363	1.30

v. Calculamos el momento de carga viva provocado por RA en una distancia de:

Para x=0 m.



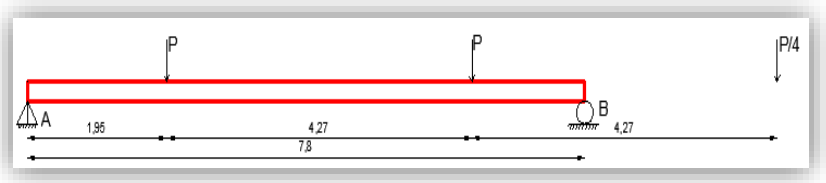
$$\sum MB = 0$$

$$-(7.80RA) + (7.27 * (7.80 + 3.53) = 0$$

$$RA = 10.56\, Ton$$

$$M_{L\,(0\,m)} = 10.56Ton * 0\, m = 0\, T.m$$

Para x=1.95m.



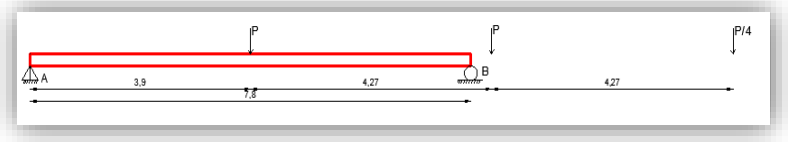
$$\sum MB = 0$$

$$(-7.80RA) + (7.27 * (5.85 + 1.58)) = 0$$

$$RA = 6.925\ Ton$$

$$M_{L\ (1.95m)} = 6.925Ton * 1.95\ m = 13.504\ T.m$$

Para x=3.90 m.



$$\sum MB = 0$$

$$-(7.80RA) + (7.27 * 3.90) = 0$$

$$RA = 3.635\ Ton$$

$$M_{L\ (3.90m)} = 3.635Ton * 3.90\ m = 14.177\ T.m$$

vi. Calculamos el momento de carga viva más impacto y el factor de distribución transversal provocado por RA en una distancia de:

Para x=0 m.

$$M_{L\ (0\ m)} = 8.570Ton * 0\ m = 0\ T.m$$

$$M_{L+I\ (0\ m)} = 0\ T.m * 1.30 * (1.23) = 0\ T.m$$

Para x=1.95 m.

$$M_{L\,(1.95\,m)} = 6.925Ton * 1.95\,m = 13.504\,T.m$$

$$M_{L+I\,(1.95m)} = 13.504T.m * 1.30 * (1.23) = 21.593T.m$$

Para x=3.90m.

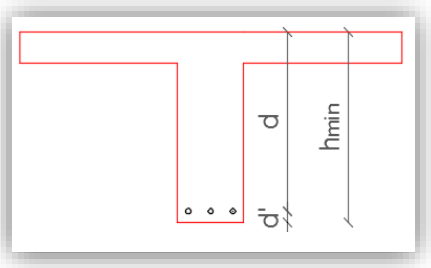
$$M_{L\,(3.90m)} = 3.635Ton * 3.90\,m = 14.177\,T.m$$

$$M_{L+I\,(3.90\,m)} = 14.177\,T.m * 1.30 * (1.23) = 22.669\,T.m$$

$$M_u = 1.3\left[M_D + {}^{5}/_{3}\,(M_{L+I})\right] \qquad V_u = 1.3\left[V_D + {}^{5}/_{3}\,(V_{L+I})\right]$$

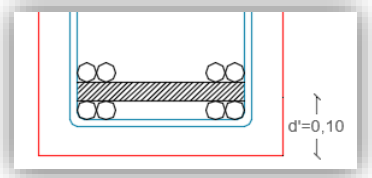
x	M D	M L+I	MU	Iv	VD	V L	V L+I	Vu
0	0	0	0	1.30	8.093	10.56	16.885	47.105
1.95	11.631	38.625	98.807	1.30	4.047	6.925	11.073	29.253
3.90	15.782	49.381	127.509	1.30	0	3.635	5.812	12.593

vii. Acero principal de la viga.



$$M_u = 0.85 * f'c * B * t * \left(d - \frac{t}{2}\right) * \emptyset * 10^{-5}$$

Asumo: d´=10 cm



$$M_u = 0.85 * 225 * 339.50 * 20 * \left(55 - \frac{20}{2}\right) * 0{,}9 * 10^{-5} = 525.928 \ T_m$$

$$525.928\, T_m > 127.509 T_m \ \ \therefore \textbf{\textit{Trabaja como rectangular}}$$

$$\rho = \frac{0.85\, f'c}{fy}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2Mu}{0.85 * \emptyset * f'c * b * d^2}}\right]$$

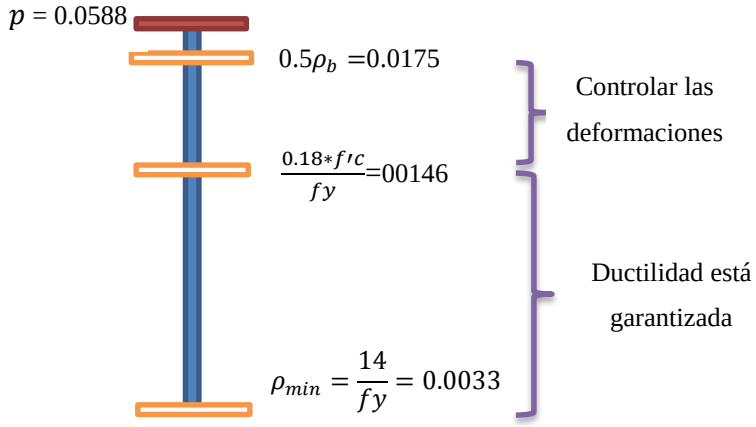
$$\rho = \frac{0.85 * 339.50}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(127.509) * 100000}{0.85 * 0.9 * 339.50 * 225 * 55^2}}\right]$$

$$\rho = 0.0588$$

Hallar el ρ_b

$$\rho_b = \frac{0.85 * f'c}{fy} * \beta_1 * \left(\frac{6300}{6300 + fy}\right)$$

$$\rho_b = \frac{0.85 * 339.50}{4200} * 0.85 * \left(\frac{6300}{6300 + 4200}\right) = 0.035$$



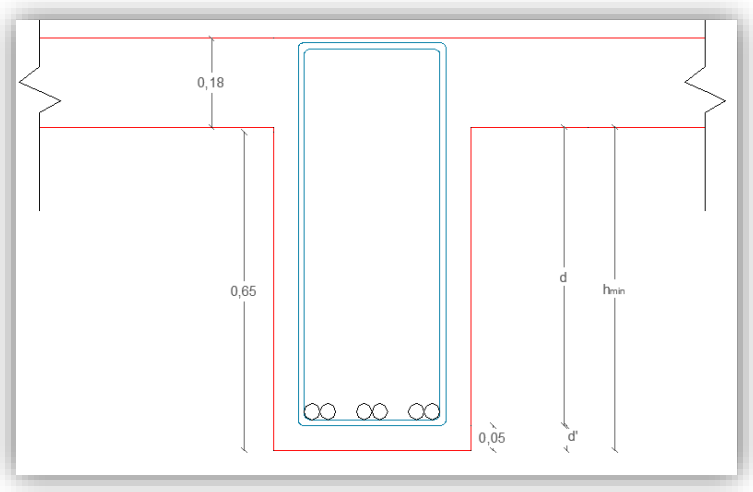
ASUMIMOS EL $\boldsymbol{\rho_{min}}$

$$\boldsymbol{\rho_{min}} = \frac{14}{F_Y} = 0.00333$$

$$As = 0.00333 * 225 * 55.00 = 41.209\ cm^2$$

$$6\ \emptyset\ 32mm = \mathbf{48.255\ \ cm^2}$$

Corrección de d'



Asumimos estribo de diámetro 12 mm

$$d' = \frac{6 * 7.80}{10} = 4.68cm$$

$$dREAL = 65 - 4.68 = 60.32\ cm$$

$$\rho = \frac{0.85 * 339.50}{4200}\left[1 - \sqrt{1 - \frac{2(127.509) * 100000}{0.85 * 0.9 * 339.50 * 225 * 60.32^2}}\right] = 0.0605$$

ASUMIMOS EL $\boldsymbol{\rho_{min}}$

$$\boldsymbol{\rho_{min}} = \frac{14}{F_Y} = 0.00333$$

$$As = 0.00333 * 225 * 60.32 = 45.195\ cm^2$$

$$6\ \emptyset\ 32mm = 48.255\ cm^2 - - - - \boldsymbol{OK}$$

x	MU	As	Aceros
0	0	48.255	6 ϕ 32
1.95	98.807	48.255	6 ϕ 32
3.90	127.509	48.255	6 ϕ 32

Acero de refuerzo lateral

$$As_{lateral} = 10\%\ As$$

$$As_{lateral} = 48.255 * 0.1 = 4.83\ cm^2$$

$$\mathbf{4\ \emptyset\ 14mm = 6.16\ cm^2\ @\ 25cm}$$

viii. As Flexión mínimo en la cara superior

$$\boldsymbol{As_{min} = \frac{14}{Fy} * b * d = \frac{14}{4200} * 40 * 60.32 = 8.043\ cm^2}$$

$$\mathbf{2\ \emptyset\ 25mm = 9.82cm^2}$$

ix. Diseño a flexión de vigas exteriores

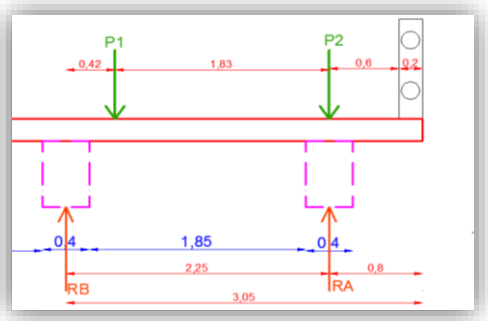


Ilustración 78 Esquema para el cálculo de viga exterior

Elaboro: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$\sum M_B = 0$$

$$R_A * 2.25 - (P2 * 0.42) - (P1 * 2{,}25) = 0 \quad ; \quad P1 = P2$$

$$R_A = \frac{P * 0.42 + P * 2.25}{2.25}$$

$$R_A = \frac{2.67P}{2.25}$$

$$\mathbf{R_A = 1.18\ P}$$

El factor de distribución para vigas interiores es de 1.23 y es mayor que el que se debe utilizar las vigas exteriores 1.18 por lo tanto se asume el mismo armado de vigas interiores para las exteriores.

x. Chequeo a corte

Vu	D
47.105	0
29.253	1.95
12.593	3.90

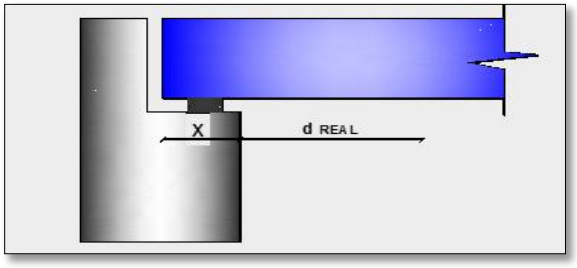


Ilustración 79 Esquema para el cálculo del cortante en vigas.

Elaboro: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$d = 60.32\ cm$$

$$x = 50cm$$

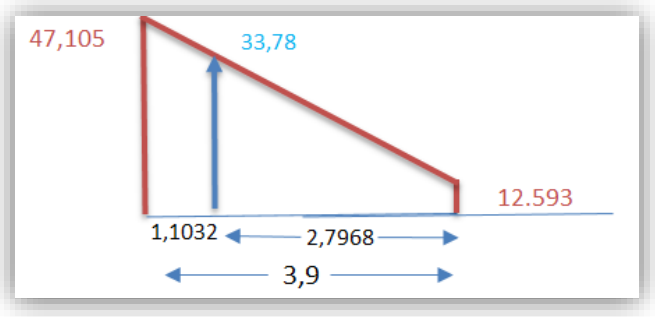


Ilustración 80 Diagrama de cortante último.

Elaboro: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$x = \frac{47.105 * 2.796}{3.90} = 33.78$$

Cálculo del esfuerzo de corte último

$$\boldsymbol{V_u} = \frac{\boldsymbol{v_u}}{\boldsymbol{\emptyset b_a d}} = \frac{33.78 * 10^3}{0.85 * 40 * 60.32} = 16.471 Kg/cm^2$$

Cálculo del esfuerzo resistente del concreto

$$\boldsymbol{0.53\sqrt{f'c} < V_u < 1.50\sqrt{f'c}}$$

$$9.765 < 16.471 < 27.638 \textbf{ OK}$$

Cálculo del espaciamiento mínimo

Para el acero de estribos se utilizara varilla Ø12mm, fy=4200 kg/cm2. As=1.13 cm2 x 2 ramas = 2.26 cm2.

$$\boldsymbol{s} = \frac{\boldsymbol{2Av * Fy}}{\boldsymbol{(Vu - Vc) * b}} = \frac{2(1{,}13)(4200)}{(16.471 - 9.766) * 40} = 35.39cm \cong 1\ \emptyset\ 12mm\ @36cm$$

Distancia de la cortante máxima

$$\boldsymbol{Ls = 4d} = 4(60.32) = 241.28cm \cong 2.45m$$

Espaciamiento máximo

$$\boldsymbol{smax} = \frac{\boldsymbol{d}}{\boldsymbol{2}} = \frac{60.32}{2} = 30.16cm = 30\ cm$$

$$\left\{\begin{array}{c} s\ a\ los\ extremos = 1\ E\ \emptyset\ 12\ mm\ @\ 30cm\ a\ 4d\ de\ la\ cara\ de\ los\ apoyos \\ s\ centro = 1\ E\ \emptyset\ 12\ mm\ @\ 36\ cm\ en\ el\ tramo\ central \end{array}\right\}$$

5.1.2.2.3. Diseño de diafragmas

A. Diseño a flexión

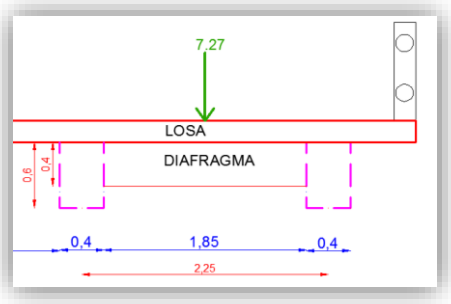


Ilustración 81 Dimensiones del diafragma.

Elaboro: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Cálculo del momento en diafragma

$$M = \frac{P * Ln}{4} = \frac{7.27 * 1.85}{4} = \mathbf{3.36\ T - m}$$

Cálculo de la sección de acero

$$As = \frac{M}{Fy * 0.6 * H_D}\ ; \quad HD = \text{altura del difragma}$$

$$As = \frac{3.36 * 100000}{4200 * 0.60 * 40} = \mathbf{3.33\ cm^2}$$

Cálculo de la sección de acero mínima

$$As_{min} = \frac{14}{fy} * b * d$$

$$As\ min = \frac{14}{4200} * 20 * (40 - 5) \quad ; r = 5\ cm$$

$$As\ min = 2.33\ cm^2$$

$$As_{min} < As_{cal}$$

Asumimos el As para el armado del diafragma: 3Ø16mm

B. Diseño a corte

$$\text{Vu} = \frac{\text{P} * \text{Ln}}{2} = \frac{7.27 * 1.85}{2} = \mathbf{6.72\ \ T}$$

Cálculo del esfuerzo de corte último

$$\text{vu} = \frac{\text{Vu}}{\emptyset * \text{bw} * \text{d}} = \frac{6.72 * 1000}{0.85 * 20 * 40} = \mathbf{9.88\ T}$$

Cálculo del esfuerzo resistente del concreto

$$\text{vc} = 0.53 * \sqrt{\text{f'c}} = 0.53 * \sqrt{222}$$

$$\mathbf{vc = 7.89\ \frac{Kg}{cm^2}}$$

$$\boldsymbol{vu > vc} \rightarrow \quad \textit{necesita acero tranversal}$$

Para el acero de estribos se utilizara varilla Ø12mm, fy=4200 kg/cm2. As=1.13 cm2 x 2 ramas = 2.26 cm2.

$$\text{s} = \frac{\text{Av} * \text{fy}}{(\text{vu} - \text{vc}) * \text{bw}} = \frac{2.26 * 4200}{(9.88 - 7.89) * 40}$$

$$\boldsymbol{s = 119.25\ cm.}\ \textbf{Se asume 1 E Ø 12 mm @ 20 cm}$$

5.1.2.2.4. Pre dimensionamiento de estribos

5.1.2.2.4.1. Estribo margen derecho:

DATOS:

L=	7,80	m
H=	4,80	m
Ʈadm=	33,09	t/m2
ɣs=	2,07	t/m3
ϕ=	32,33	grados
C.viva=	HS 20-44	
f`c=	201,00	kg/m2
fy=	4200,00	kg/m2
ancho estribo	9,00	m
carga rueda	7,27	ton
peso esp.	2,4	t/m3

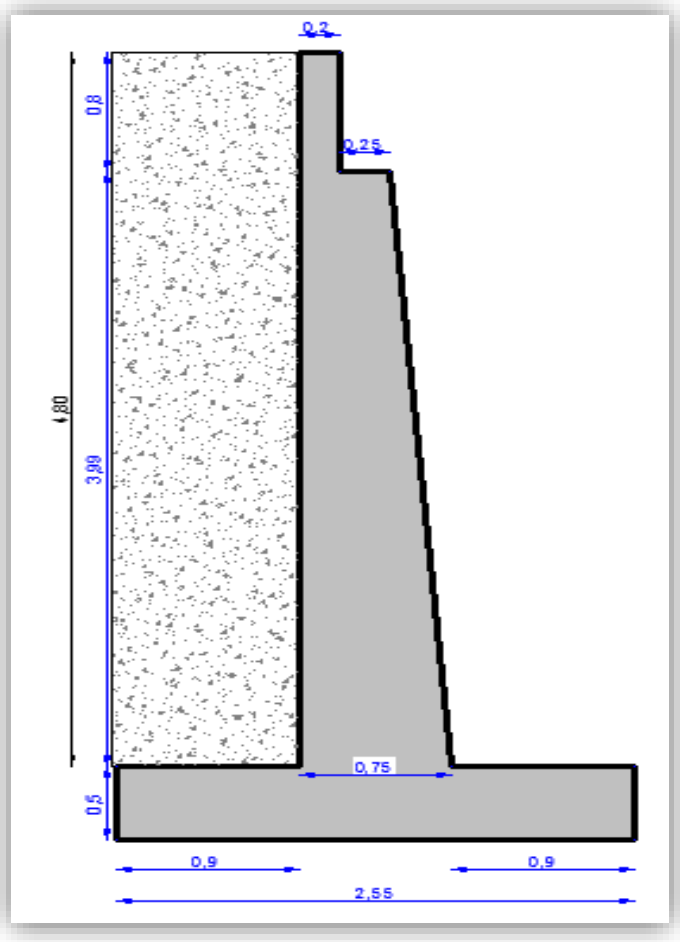


Ilustración 82 Dimensiones del estribo derecho

Elaboro: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

i. Revisiones o comprobaciones de dimensiones

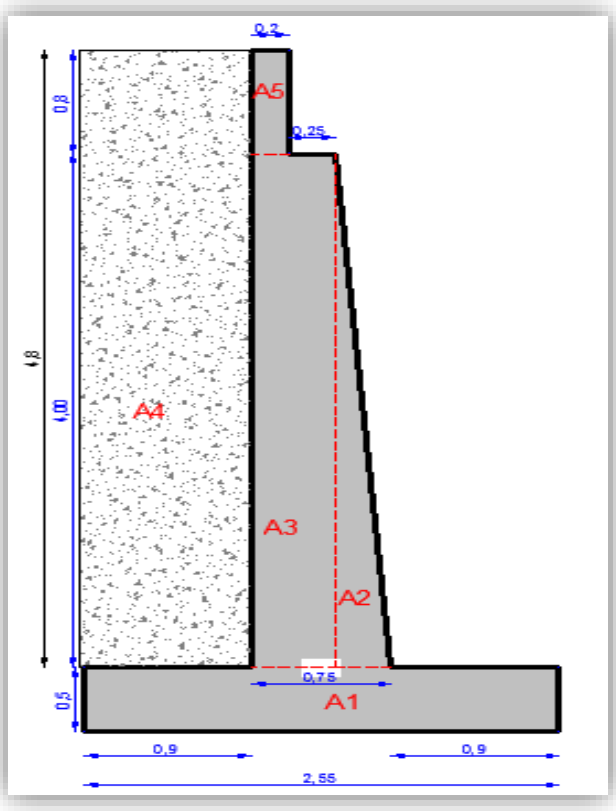


Ilustración 83 Tipo de estribo y determinación de áreas, estribo derecho

Elaboro: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

GEOMETRIA							
#	PESO ESP	Area	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi
1	2.40	1,275	3,19	1,275	0,25	4,06	0,797
2	2.40	0,6	1,50	1,10	1,83333	1,65	2,750
3	2.40	0,6	1,50	1,43	2,5	2,14	3,750
4	2.40	4,32	9,81	2,10	2,90	20,59	28,439
5	2.40	0,16	0,40	1,58	4,90	0,63	1,960
			16,39			29,08	37,7

$$\overline{x} = \frac{\sum momnto\ estatico}{\sum area}$$

$$\overline{x} = \frac{29.08}{16.39}$$

$$\overline{x} = 1{,}77\ m$$

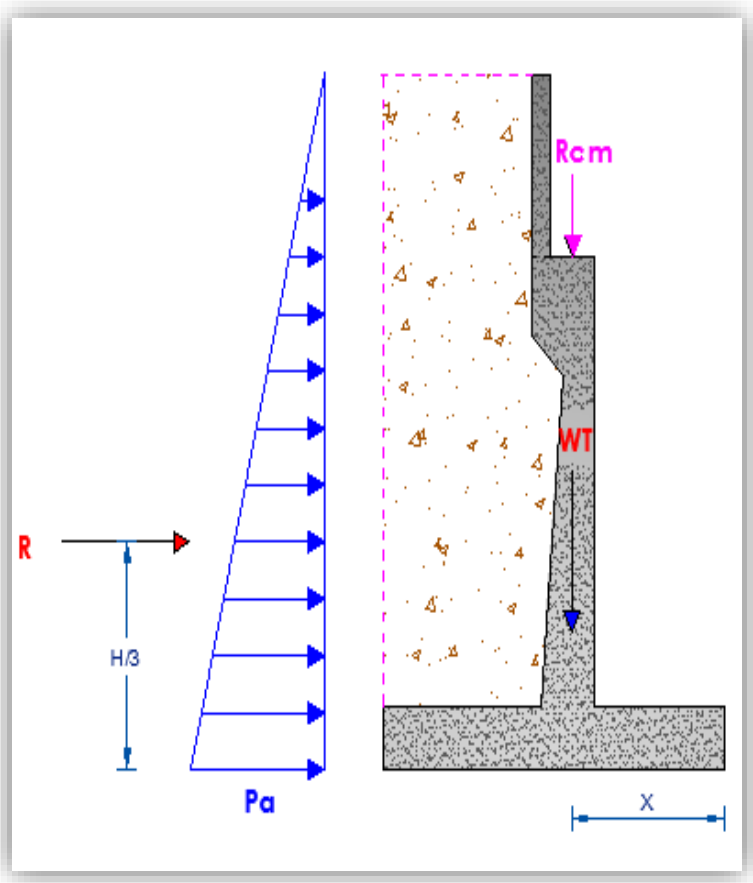
$$\overline{y} = \frac{\sum momento\ estatico}{\sum area}$$

$$\overline{y} = \frac{37.7}{16.39}$$

$$\overline{y} = 2.30\ \ m$$

Los estados 1 y 2 se desprecian debidos a que el puente ya está construido, por lo que estos estados se los analiza únicamente como estribo solo.

Estado 3



$$R_{cm} = 8.093\ Ton$$

$$WT = 16.39 + 8.093$$

$$WT = 24.483 Ton$$

$$M_{E\ (Cm)} = R_{cm} * do$$

$$M_{E\ (Cm)} = 8.093\ Ton * 0.728\ m$$

$$M_{E\ (Cm)} = 5.893 Ton * m$$

$$M_E = M_{E\,(condicion\,1)} + M_{E\,(Cm)}$$

$$M_E = 29.01\,Ton*m + 5.893\,Ton*m = 34.903 Ton*m$$

$$M_{remr} = M_{estabilizador} - M_{volcado}$$

$$M_{remr} = (34.903 - 12.688) ton*m$$

$$M_{remr} = 22.215\,ton*m$$

$$x = \frac{M_{rem}}{WT} = 0.907$$

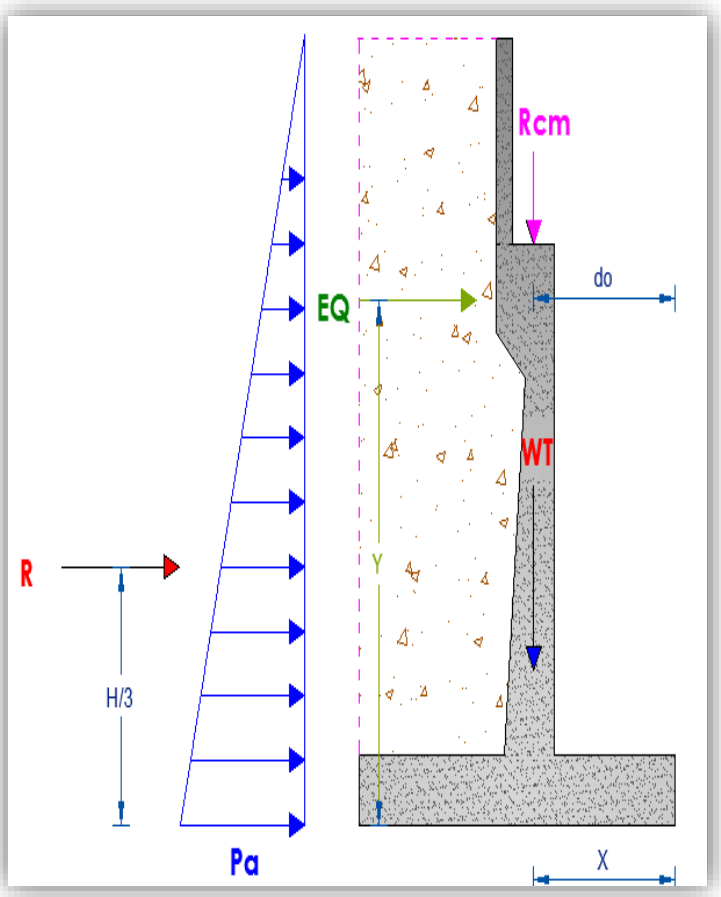
$$e = \left[\frac{B}{2} - x\right] = \left[\frac{2.55}{2} - 0.907\right] = 0.368$$

$$\sigma = \frac{WT}{B*L} \pm \frac{6*WT*e}{B^2}$$

$$\sigma_{MAX} = \frac{24.483}{2.55*1} + \frac{6*24.483*0.368}{2.55^2} = 17.915 Ton/m^2 \leq \sigma_{ADM}$$

$$\sigma_{MIN} = \frac{24.483}{2.55*1} - \frac{6*24.483*0.368}{2.55^2} = 1.288\,Ton/m^2 \leq \sigma_{ADM}$$

Estado 4



$$E_{QH} = (W_T + W_{Cm}) * C$$

$$E_{QH} = 24.483\ Ton * 0.1 = 2.448\ Ton$$

$$M_{EQH} = E_{QH} * \bar{y}$$

$$M_{EQH} = 2.448 * 2.30\ m = 5.631\ Ton * m$$

$$M_{remr} = 34.903\ Ton * m - (12.688 + 5.631)$$

$$M_{rem} = 16.584\ ton * m$$

$$x = \frac{M_{rem}}{WT} = 0.677$$

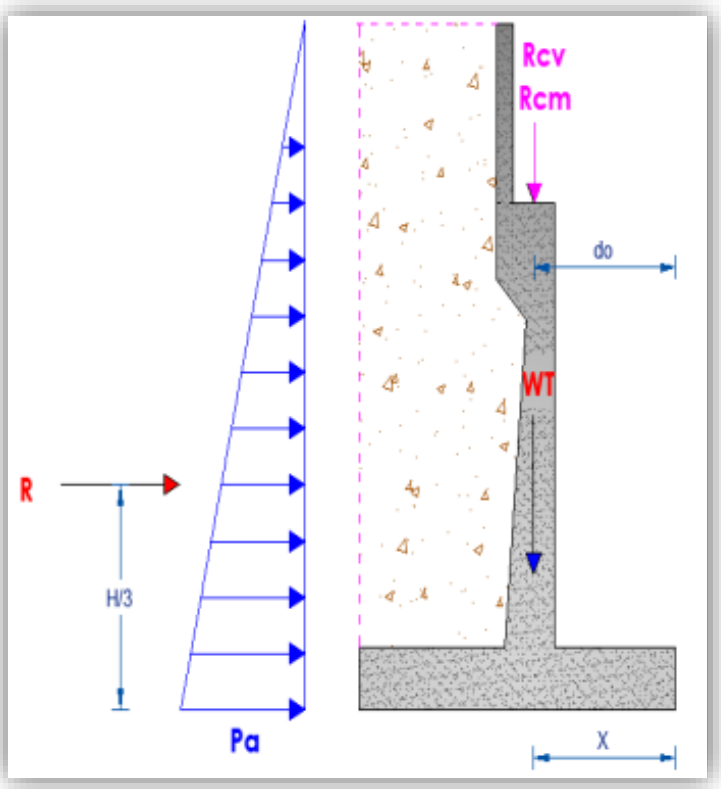
$$e = \left[\frac{B}{2} - x\right] = \left[\frac{2.55}{2} - 0.677\right] = 0.598$$

$$\sigma_S = \frac{2 * W_T}{3\ X} = \frac{2 * 24.483}{3 * 0.598} = 27.294\ Ton/m^2$$

$$\sigma_{MAX} = \ \sigma_{adm} * 1.33 = 29.63\ \ Ton/m^2$$

$$\sigma_S < \ \sigma_{MAX}\ ok$$

Estado 5



$$R_{cv} = 10.56\ Ton$$

$$WT = WT + R_{cm} + \ R_{cv}$$

$$WT = 16.39 + 8.093 + \ 10.56 = 35.043$$

$$M_{Ecv} = 10.56 * 0.728m = 7.688Ton * m$$

$$M_{E\ total} = 5.893\ Ton * m + 29.01Ton * m + 7.688\ \ Ton * m$$

$$M_{E\ total} = 45.591\ Ton * m$$

$$Mv = 12.688\ Ton * m$$

$$M_{remanente} = M_E - M_v = 45.591 - 12.688 = 32.903\ Ton * m$$

$$x = \frac{M_{rem}}{WT} = 0.938$$

$$e = \left[\frac{B}{2} - x\right] = \left[\frac{2.55}{2} - 0.938\right] = 0.337$$

$$\sigma = \frac{WT}{B * L} \pm \frac{6 * WT * e}{B^2}$$

$$\sigma_{MAX} = \frac{35.043}{2.55 * 1} + \frac{6 * 35.043 * 0.337}{2.55^2} = 24.639\ Ton/m^2 \leq \sigma_{ADM}$$

$$\sigma_{MIN} = \frac{35.043}{2.55 * 1} - \frac{6 * 35.043 * 0.337}{2.55^2} = 2.845\ Ton/m^2 \leq \sigma_{ADM}$$

ii. Calculo armadura de zapata

ESTADO 3

CÁLCULO DEL TALÓN

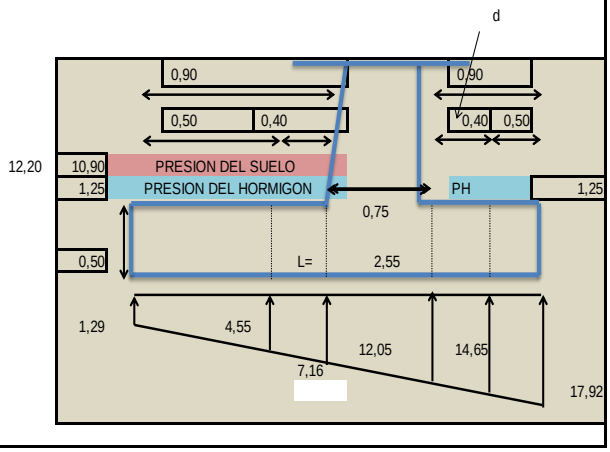
$M_{Cal} = \frac{b^2}{6} \cdot (2P1 + P2) =$ -3,63 T-m

$Vcal = \frac{b}{2}\{(P1 + P2)\}$ = -4,64 T

CÁLCULO DEL DEDO

$M_{Cal} = \frac{b^2}{6} \cdot (2P1 + P2) =$ 5,87 T-m

$Vcal = \frac{b}{2}\{(P1 + P2)\}$ 7,52 T



ESTADO 4

ESFUERZO DEL SUELO

X 0,68

$e = \frac{B}{2} - X$

e 0,60

PUNTO DE EQUILIBRIO $L = \frac{3B}{2} - 3e$

L 2,03

CÁLCULO DEL TALÓN

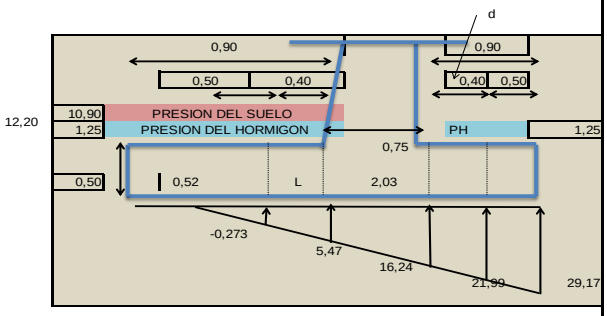
$M_{Cal} = \frac{b^2}{6} \cdot (2P1 + P2) =$ -4,81 T-m

$Vcal = \frac{b}{2}\{(P1 + P2)\}$ -6,10 T

CÁLCULO DEL DEDO

$M_{Cal} = \frac{b^2}{6} \cdot (2P1 + P2) =$ 9,56 T-m

$Vcal = \frac{b}{2}\{(P1 + P2)\}$ 12,16 T



ESTADO 5

CÁLCULO DEL TALÓN

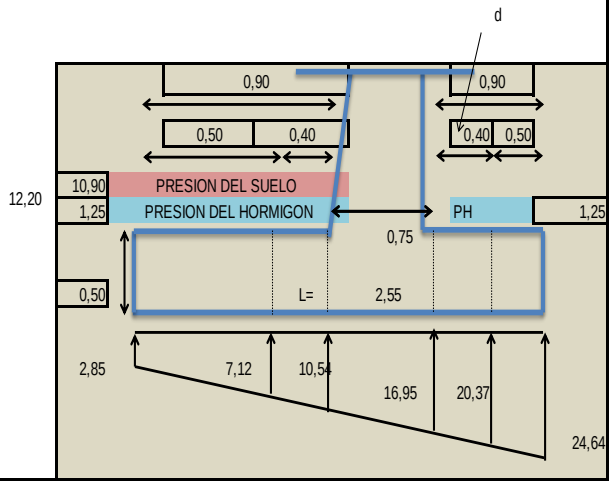
$M_{Cal} = \frac{b^2}{6} \cdot (2P1 + P2) =$ -2,75 T-m

$Vcal = \frac{b}{2}\{(P1 + P2)\}$ -3,61 T

CÁLCULO DEL DEDO

$M_{Cal} = \frac{b^2}{6} \cdot (2P1 + P2) =$ 8,43 T-m

$Vcal = \frac{b}{2}\{(P1 + P2)\}$ 10,63 T



2.- DISEÑO DE LA ZAPATA

TALON		CASO1	1,70	CASO2	1,30	CASO3	1,70	CASO 4	1,30	CASO 5	1,70
V	V esta	0,00		0,00		-4,53		-5,28		-4,66	
	V may	0,00		0,00		-7,71		-6,86		-7,91	
M	M esta	0,00		0,00		-3,53		-4,16		-3,55	
	M may	0,00		0,00		-6,00		-5,40		-6,03	
DEDO		CASO1	1,70	CASO2	1,20	CASO3	1,70	CASO 4	1,20	CASO 5	1,70
V	Vesta	0,00		0,00		7,93		5,82		11,79	
	V may	0,00		0,00		13,49		6,98		20,04	
M	M esta	0,00		0,00		6,18		4,59		9,32	
	M may	0,00		0,00		10,51		5,51		15,85	

Vu	***-7,91***
Mu	***-6,03***
Vu	***20,04***
Mu	***15,85***

3.- VERIFICACIÓN A CORTE

Vu	***20,04***	T

FI CORTE	0,85	
d	40,00	cm
b	100,00	cm
f´c	201,00	kg/cm2

$vu = Vu / \phi * b * d$ vu= 5,89 kg/cm2

$vc = 0.5\sqrt{f'c}$ vc 7,09 kg/cm2

vu=	VS	vc	
5,89	<	7,09	OK

4.- DISEÑO A FLEXIÓN

TALÓN

Mu	*6,10*	T-m
FI FLEXIÓN	0,90	
d	40,00	cm
b	100,00	cm
fy	4200,00	kg/cm2
f´c	201,00	kg/cm2

DEDO

Mu	*15,85*	T-m
FI FLEXIÓN	0,90	
d	40,00	cm
b	100,00	cm
fy	4200,00	kg/cm2
f´c	201,00	kg/cm2

As TALON

k= 0,02108
q= 0,02135
ro= 0,00102 EN 1M
AS= **4,08707 cm2 3 14mm**

ESPACIAMIENTO 50,00 cm

As DEDO

k= 0,05477
q= 0,05666
ro= 0,00271 EN 1M
AS= **10,84641 cm2 8 14mm**

ESPACIAMIENTO 14,29 cm

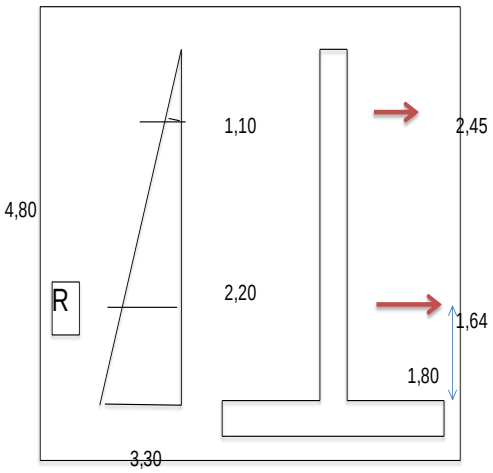
AS DE REPARTICIÓN TRANSVERSAL

Asmin 0,0018xbxd EN 1M
Asmin 7,20 cm2 **5 14mm**

ESPACIAMIENTO 25,00 cm

iii. Calculo de la pantalla del estribo

1.- DISEÑO DE PANTALLA



NX	VU	MU
1,30	4,40	0,53
2,60	10,18	11,07
3,90	16,26	41,15

2.- VERIFICACIÓN A CORTE

Vu	*16,26*	T

FI CORTE	0,85	
d	42,00	cm
b	100,00	cm
f´c	201,00	kg/cm2

$$vu = Vu / \phi * b * d$$ vu= 4,55 kg/cm2

$$vc = 0.5\sqrt{f'c}$$ vc= 7,09 kg/cm2

vu=	VS	vc=
4,55	<	7,09 OK

3.- DISEÑO A FLEXIÓN

Mu	*41,15*	T-m

FI FLEXIÓN	0,90	
d	42,00	cm
b	100,00	cm
fy	4200,00	kg/cm2
f´c	201,00	kg/cm2

Calculo del As			
k	0,12894		
q	0,14061		
ro	0,00673	EN 1M	
AS	28,26236	cm2	9 20mm
ESPACIAMIENTO		12,50 cm	

AS DE REPARTICION HORIZONTAL		
Asmin 2/3As	EN 1M	
Asmin 18,84 cm2	6	20mm
ESPACIAMIENTO	20,00 cm	

Asmin 1/3As	EN 1M	
Asmin 9,42 cm2	3	20mm
ESPACIAMIENTO	50,00 cm	

5.1.2.2.5. Estribo margen izquierdo:

DATOS:

L=	7,80	m
H=	4,80	m
Ʈadm=	23,09	t/m2
ɣs=	2,28	t/m3
ϕ=	32,33	grados
C.viva=	HS 20-44	
f`c=	201,00	kg/m2
fy=	4200,00	kg/m2
ancho estribo	9,00	m
carga rueda	7,27	ton
peso esp.	2,4	t/m3

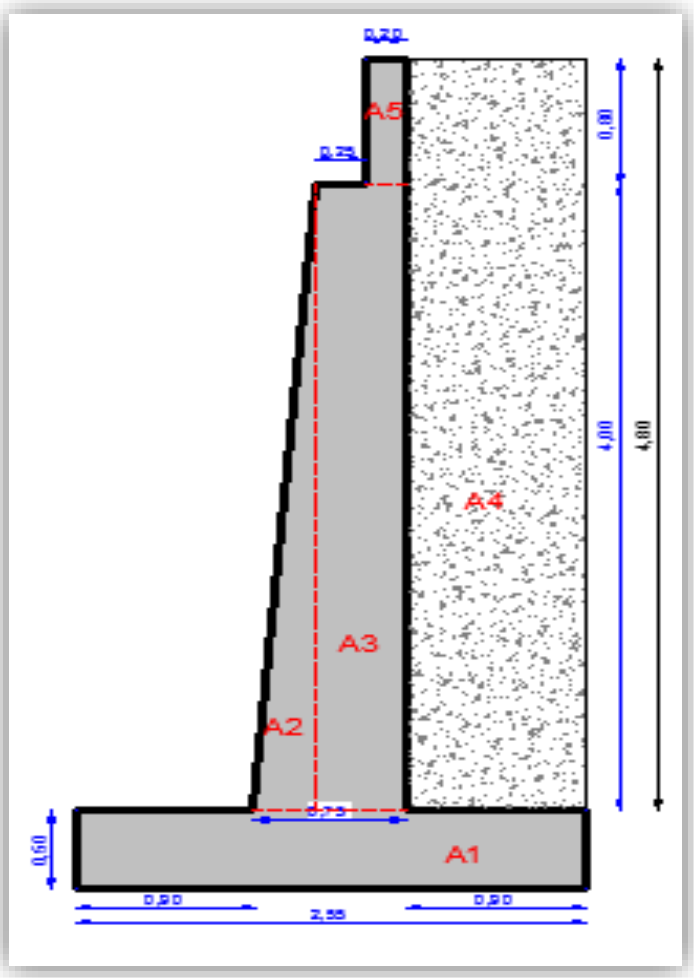


Ilustración 84 Dimensiones del estribo izquierdo

Elaboro: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

i. Revisiones o comprobaciones de dimensiones

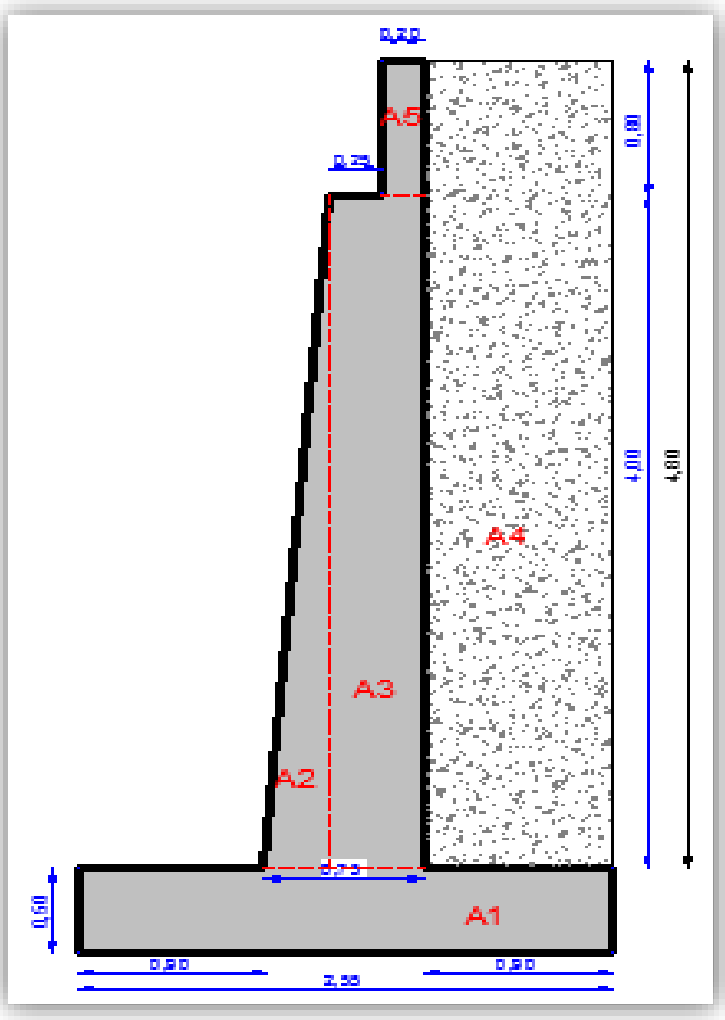


Ilustración 85 Tipo de estribo y determinación de áreas, estribo derecho

Elaboro: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

GEOMETRIA							
#	PESO ESP	Area	Wi	Xi	Yi	Wi*Xi	Wi*Yi
1	2,40	1,275	3,19	1,275	0,25	4,06	0,797
2	2,40	0,6	1,50	1,10	1,83333	1,65	2,750
3	2,40	0,6	1,50	1,43	2,5	2,14	3,750
4	2,40	4,32	9,20	2,10	2,90	19,32	26,685
5	2,40	0,16	0,40	1,55	4,90	0,62	1,960
			15,79			27,79	35,9

$$\bar{x} = \frac{\sum momento\ estatico}{\sum area}$$

$$\bar{x} = \frac{27.79}{15.79}$$

$$\bar{x} = 1{,}76\ m$$

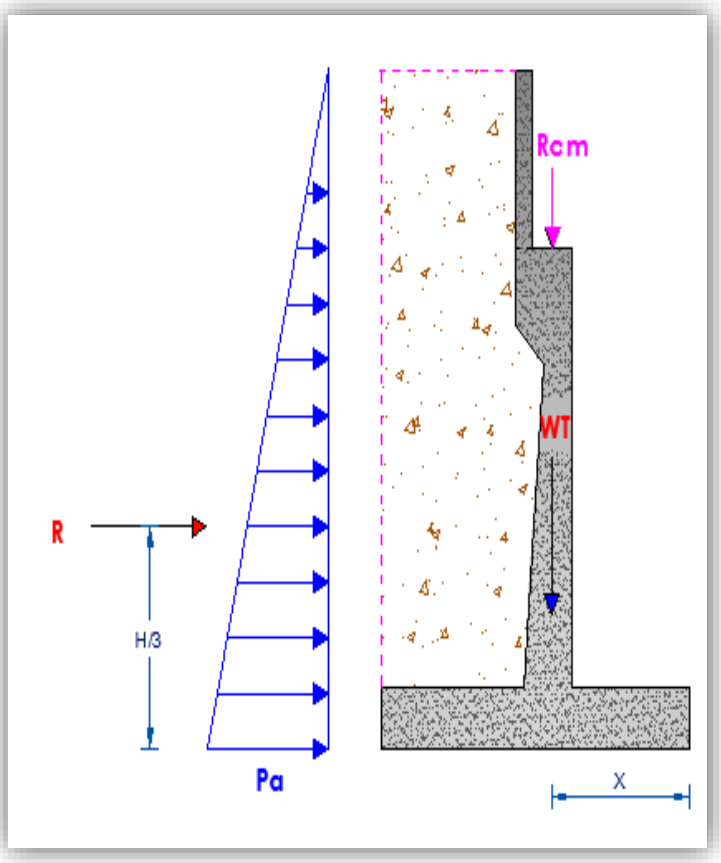
$$\bar{y} = \frac{\sum momento\ estatico}{\sum area}$$

$$\bar{y} = \frac{35.90}{15.79}$$

$$\bar{y} = 2.28\ \ m$$

Los estados 1 y 2 se desprecian debido a que el puente ya está construido, por lo que estos estados son únicamente el análisis del estribo solo.

Estado 3



$$R_{cm} = 8.093\ Ton$$

$$WT = 15.79 + 8.093$$

$$WT = 23.883 Ton$$

$$M_{E\ (Cm)} = R_{cm} * do$$

$$M_{E\ (Cm)} = 8.093\ Ton * 0.728\ m = 5.893 Ton * m$$

$$M_E = M_{E\ (condicion\ 1)} + M_{E\ (Cm)}$$

$$M_E = 27.79\ Ton * m + 5.893\ Ton * m$$

$$M_E = 33.683 Ton * m$$

$$M_{remr} = M_{estabilizador} - M_{volcado}$$

$$M_{remr} = (33.683 - 12.688) ton * m = 20.995\ ton * m$$

$$x = \frac{M_{rem}}{WT} = 0.879$$

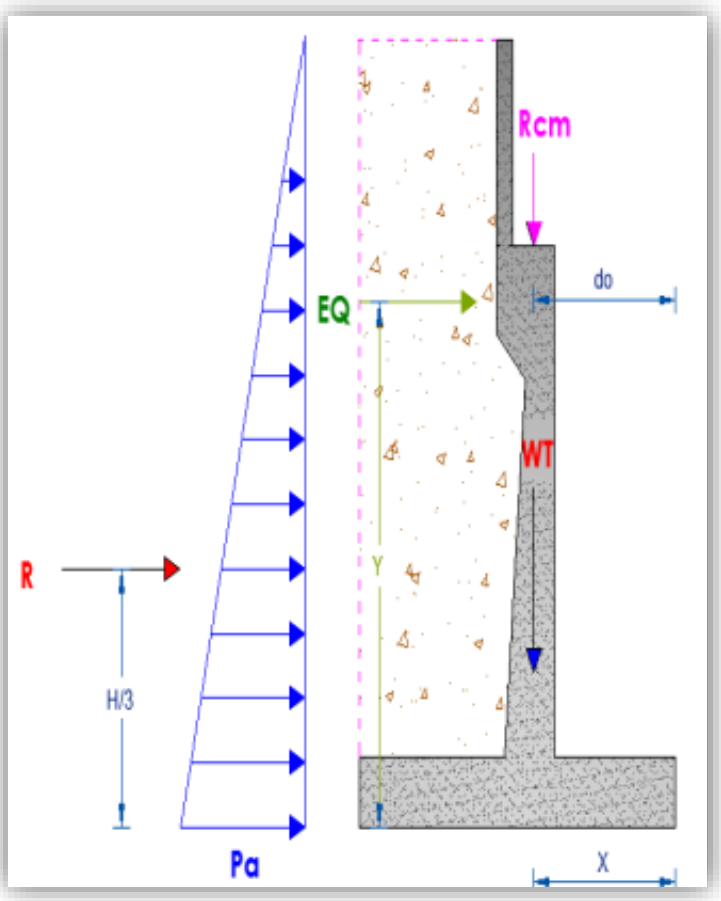
$$e = \left[\frac{B}{2} - x\right] = \left[\frac{2.55}{2} - 0.879\right] = 0.396$$

$$\sigma = \frac{WT}{B * L} \pm \frac{6 * WT * e}{B^2}$$

$$\sigma_{MAX} = \frac{23.883}{2.55 * 1} + \frac{6 * 23.883 * 0.396}{2.55^2} = 18.093 Ton/m^2 \leq \sigma_{ADM}$$

$$\sigma_{MIN} = \frac{23.883}{2.55 * 1} + \frac{6 * 23.883 * 0.396}{2.55^2} = 0.639 Ton/m^2 \leq \sigma_{ADM}$$

Estado 4



$$E_{QH} = (W_T + W_{Cm}) * C$$

$$E_{QH} = 23.883\ Ton * 0.1 = 2.388\ Ton$$

$$M_{EQH} = E_{QH} * \bar{y}$$

$$M_{EQH} = 2.388 * 2.28\ m = 5.445\ Ton * m$$

$$M_{remr} = 29.79\ Ton * m - (12.688 + 5.445 = 11.657 ton * m$$

$$x = \frac{M_{rem}}{WT} = 0.0329$$

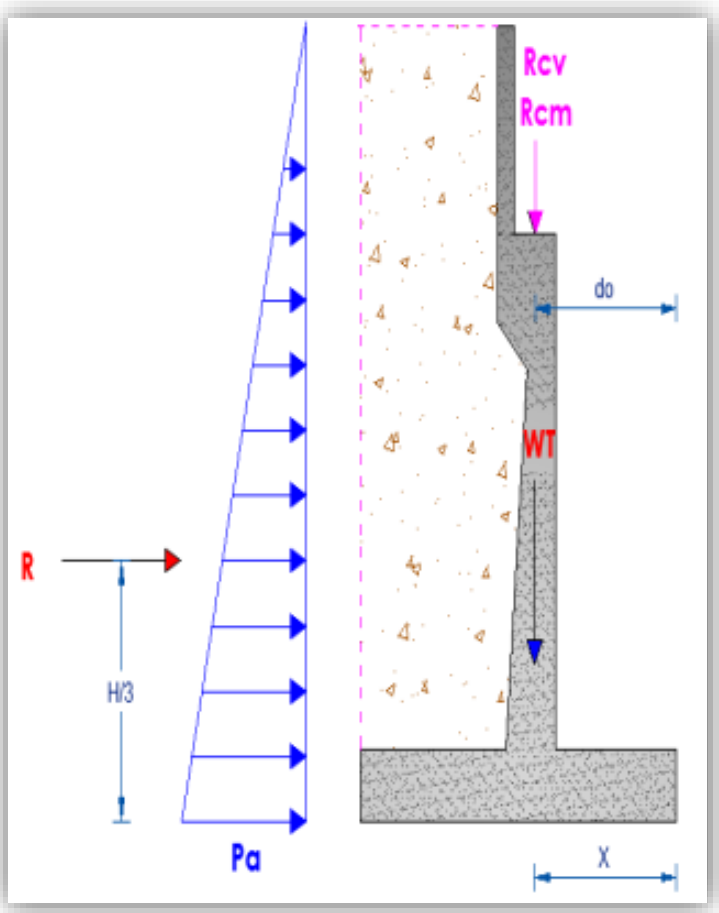
$$e = \left[\frac{B}{2} - x\right] = \left[\frac{2.55}{2} - ,039\right] = 0.165$$

$$\sigma_S = \frac{2 * W_T}{3\,X} = \frac{2 * 23.883}{3 * 1.11} = 14.344 Ton/m^2$$

$$\sigma_{MAX} = \sigma_{adm} * 1.33 = 30.709\ Ton/m^2$$

$$\sigma_S < \sigma_{MAX}\ ok$$

Estado 5



$$R_{cv} = 10.56\ Ton$$

$$WT = WT + R_{cm} + R_{cv}$$

$$WT = 15.79 + 8.093 + 10.56 = 34.443$$

$$M_{Ecv} = 10.56 * 0.728m = 7.688Ton * m$$

$$M_{E\,total} = 27.79\ Ton * m + 5.893Ton * m + 7.689\ \ Ton * m$$

$$M_{E\,total} = 41.372\ Ton * m$$

$$Mv = 12.688\ Ton * m$$

$$M_{remanente} = \ M_E - M_v \ = 41.372 - 12.688 = 28.684\ \ Ton * m$$

$$x = \frac{M_{rem}}{WT} = 0.833$$

$$e = \left[\frac{B}{2} - x\right] = \left[\frac{2.55}{2} - 0.833\right] = 0.442$$

$$\sigma = \frac{WT}{B * L} \pm \frac{6 * WT * e}{B^2}$$

$$\sigma_{MAX} = \frac{34.443}{2.55 * 1} + \frac{6 * 34.443 * 0.442}{2.55^2} = 27.586\ Ton/m^2 \leq \sigma_{ADM}$$

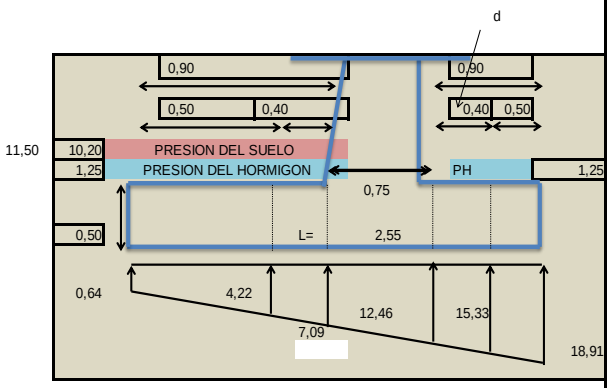
$$\sigma_{MIN} = \frac{34.443}{2.55 * 1} - \frac{6 * 34.443 * 0.442}{2.55^2} = -0.572\ Ton/m^2 \leq \sigma_{ADM}$$

ii. Calculo armadura de zapata

ESTADO 3

CÁLCULO DEL TALÓN	
$M_{Cal} = \frac{b^2}{6} \cdot (2P1 + P2) =$	-3,53 T-m
$Vcal = \frac{b}{2}\{(P1 + P2)\}$ =	-4,53 T

CÁLCULO DEL DEDO	
$M_{Cal} = \frac{b^2}{6} \cdot (2P1 + P2) =$	6,18 T-m
$Vcal = \frac{b}{2}\{(P1 + P2)\}$	7,93 T



ESTADO 4

ESFUERZO DEL SUELO

X 0,03

$$e = \frac{B}{2} - X$$

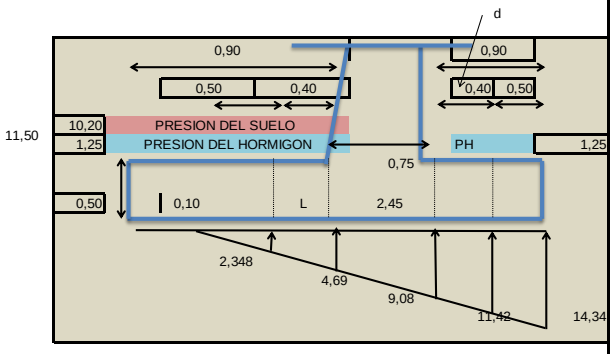
e 1,24

PUNTO DE EQUILIBRIO $L = \frac{3B}{2} - 3e$

L 0,10

CÁLCULO DEL TALÓN	
$M_{Cal} = \frac{b^2}{6} \cdot (2P1 + P2) =$	-4,16 T-m
$Vcal = \frac{b}{2}\{(P1 + P2)\}$	-5,28 T

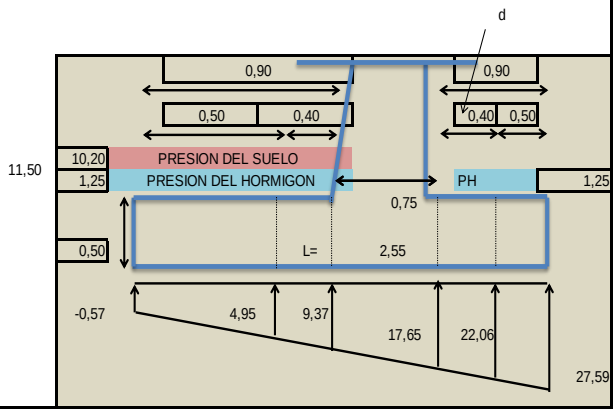
CÁLCULO DEL DEDO	
$M_{Cal} = \frac{b^2}{6} \cdot (2P1 + P2) =$	4,59 T-m
$Vcal = \frac{b}{2}\{(P1 + P2)\}$	5,82 T



ESTADO 5

CÁLCULO DEL TALÓN	
$M_{Cal} = \frac{b^2}{6} \cdot (2P1 + P2) =$	-3,55 T-m
$Vcal = \frac{b}{2}\{(P1 + P2)\}$	-4,66 T

CÁLCULO DEL DEDO	
$M_{Cal} = \frac{b^2}{6} \cdot (2P1 + P2) =$	9,32 T-m
$Vcal = \frac{b}{2}\{(P1 + P2)\}$	11,79 T



2.- DISEÑO DE LA ZAPATA

TALON		CASO1	1,70	CASO2	1,30	CASO3	1,70	CASO 4	1,30	CASO 5	1,70
V	V esta	0,00		0,00		-4,64		-6,10		-3,61	
	V may	0,00		0,00		-7,89		-7,93		-6,14	
M	M esta	0,00		0,00		-3,63		-4,81		-2,75	
	M may	0,00		0,00		-6,17		-6,25		-4,68	
DEDO		CASO1	1,70	CASO2	1,20	CASO3	1,70	CASO 4	1,20	CASO 5	1,70
V	Vesta	0,00		0,00		7,52		12,16		10,63	
	V may	0,00		0,00		12,78		14,60		18,06	
M	M esta	0,00		0,00		5,87		9,56		8,43	
	M may	0,00		0,00		9,98		11,47		14,34	

Vu	***-7,93***

Mu	***-6,25***

Vu	***18,06***

Mu	***14,34***

3.- VERIFICACIÓN A CORTE

Vu	***18,06***	T

FI CORTE	0,85	
d	40,00	cm
b	100,00	cm
f'c	384,00	kg/cm2

$$vu = \frac{Vu}{\phi * b * d}$$ vu= 5,31 kg/cm2

$$vc = 0.5\sqrt{f'c}$$ vc 9,80 kg/cm2

vu=	VS	vc	
5,31	<	9,80	OK

4.- DISEÑO A FLEXIÓN

TALÓN

Mu	*6,25*	T-m
FI FLEXIÓN	0,90	
d	40,00	cm
b	100,00	cm
fy	4200,00	kg/cm2
f´c	384,00	kg/cm2

DEDO

Mu	*14,34*	T-m
FI FLEXIÓN	0,90	
d	40,00	cm
b	100,00	cm
fy	4200,00	kg/cm2
f´c	384,00	kg/cm2

As TALON

k= 0,01130
q= 0,01138
ro= 0,00104 **EN 1M**
AS= 4,16235 cm2 3 14mm

ESPACIAMIENTO 50,00 cm

As DEDO

k= 0,02593
q= 0,02634
ro= 0,00241 **EN 1M**
AS= 9,63250 cm2 7 14mm

ESPACIAMIENTO 16,67 cm

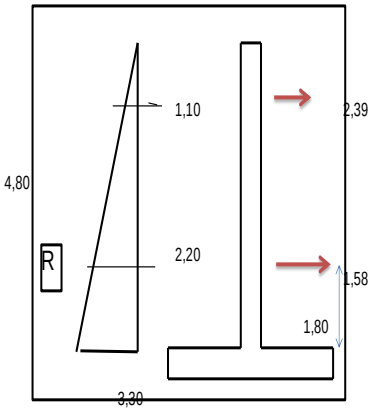
AS DE REPARTICIÓN TRANSVERSAL

Asmin 0,0018xbxd **EN 1M**
Asmin 7,20 cm2 **5 14mm**

ESPACIAMIENTO 25,00 cm

iii. Calculo de la pantalla del estribo

1.- DISEÑO DE PANTALLA



NX	VU	MU
1,30	4,32	0,53
2,60	10,02	10,91
3,90	16,10	39,79

2.- VERIFICACIÓN A CORTE

Vu	16,10	T

FI CORTE	0,85	
d	42,00	cm
b	100,00	cm
f´c	384,00	kg/cm2

$$vu = Vu / \phi * b * d$$ vu= 4,51 kg/cm2

$$vc = 0.5\sqrt{f'c}$$ vc= 9,80 kg/cm2

vu=	VS	vc=	
4,51	<	9,80	OK

3.- DISEÑO A FLEXIÓN

Mu	39,79	T-m

FI FLEXIÓN	0,90	
d	42,00	cm
b	100,00	cm
fy	4200,00	kg/cm2
f´c	384,00	kg/cm2

Calculo del As

k	0,06528			
q	0,06800			
ro	0,00622		EN 1M	
AS	26,11344	cm2	9	20mm

ESPACIAMIENTO 12,50 cm

AS DE REPARTICIÓN HORIZONTAL

Asmin 2/3As EN 1M

Asmin 17,41 cm2 6 20mm

ESPACIAMIENTO 20,00 cm

Asmin 1/3As EN 1M

Asmin 8,70 cm2 3 20mm

ESPACIAMIENTO 50,00 cm

5.1.2.3. Resultados de la evaluación estructural del puente sobre el Rio Badcahuan

5.1.2.3.1. Estribos:

Tabla 132 Resultados de la evaluación estructural estribo margen derecho

<table>
<tr><th>Elemento</th><th>Diemenciones construidas</th><th>Recomendación metodo ASSTHO STANDAR</th><th>Observaciones</th></tr>
<tr><td colspan="4">ESTRIBO MARGEN DERECHO</td></tr>
<tr><td rowspan="7">ESTRIBO MARGEN DERECHO</td><td>Ancho estribo= 2,55m</td><td rowspan="7"></td><td rowspan="7">El estribo no pasa todos las verificaciones, para el cálculo se considero un f´c=201,00kg/cm2 obtenido del ensayo de esclerometro aplicado al elemento, en la actualidad el estribo presenta socavación en la cimentacion y porosidad.</td></tr>
<tr><td>Dedo= 0,90m</td></tr>
<tr><td>Talón=0,90m</td></tr>
<tr><td>Cabezal=0,20m</td></tr>
<tr><td>H estribo=4,80m</td></tr>
<tr><td>B zapata=2,55m</td></tr>
<tr><td>h zapata=0,50m</td></tr>
<tr><td colspan="3">Verificaciones:</td></tr>
<tr><td>Estado 1.- Peso (muro+relleno)+ Empuje de tierra</td><td colspan="2" rowspan="2">No aplica debido a que el puente ya esta construido, estos dos estados evalua al estribo solo, sin cargas provocadas por las reacciones de la subestructura</td><td rowspan="2"> </td></tr>
<tr><td>Estado 2.- Estado 1 +sismo</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Estado 3.- Empuje de tierra + (RCM+RCV)puente</td><td>τs(+) = 17,915Ton/m2</td><td>τadm > τs(+)</td><td rowspan="5"> </td></tr>
<tr><td>τs(-) = 1,288 Ton/m2</td><td rowspan="2">τadm > τs(-)</td></tr>
<tr><td>τadm= 22,28 Ton/m2</td></tr>
<tr><td rowspan="2">Estado 4.- Empuje de tierra + RCMp+sismo(puente+muro)</td><td>τs(+) = 27,294Ton/m2</td><td rowspan="2">τadm > τs</td></tr>
<tr><td>τadm= 29,63 Ton/m2</td></tr>
<tr><td rowspan="3">Estado 5.- Empuje de tierra + RCMp+CVIVA(terraplén)</td><td>τs(+) = 24,639Ton/m2</td><td>τadm > τs(+)</td></tr>
<tr><td>τs(-) = 2,845 Ton/m2</td><td rowspan="2">τadm > τs(-)</td></tr>
<tr><td>τadm= 22,28 Ton/m2</td></tr>
<tr><td rowspan="3">CORTE</td><td>vu=</td><td>VS</td><td>vc=</td></tr>
<tr><td>5,39</td><td><</td><td>7,09</td></tr>
<tr><td colspan="3">OK</td></tr>
</table>

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 133 Resultados de la evaluación estructural estribo margen derecho

Elemento	*Diemenciones construidas*	*Recomendación metodo ASSTHO STANDAR*	*Observaciones*
	ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO		
ESTRIBO MARGEN IZQUIERDO	Ancho estribo= 2,55m		El estribo no pasa todos las verificaciones, para el cálculo se considero un f´c=384,00kg/cm2 obtenido del ensayo de esclerometro aplicado al elemento, en la actualidad el estribo presenta socavación en la cimentacion y porosidad.
	Dedo= 0,90m		
	Talón=0,90m		
	Cabezal=0,20m		
	H estribo=4,80m		
	B zapata=2,55m		
	h zapata=0,50m		
	Verificaciones:		
Estado 1.- Peso (muro+relleno)+ Empuje de tierra	No aplica debido a que el puente ya esta construido, estos dos estados evaluan al estribo solo sin cargas provocadas por las reacciones de la superestructura		
Estado 2.- Estado 1 +sismo			
Estado 3.- Empuje de tierra + (RCM+RCV)puente	τs(+) = 18,093Ton/m2	τadm > τs(+)	
	τs(-) = 0,639 Ton/m2	τadm > τs(-)	
	τadm= 23,09 Ton/m2		
Estado 4.- Empuje de tierra + RCMp+sismo(puente+muro)	τs(+) = 14,344Ton/m2	τadm > τs	
	τadm= 30,709 Ton/m2		
Estado 5.- Empuje de tierra + RCMp+CVIVA(terraplén)	τs(+) = 27,568Ton/m2	τadm > τs(+)	
	τs(-) = -0,572 Ton/m2	τadm > τs(-)	
	τadm= 22,28 Ton/m2		
CORTE	vu=	VS	vc=
	5,31	<	9,80
	OK		

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

5.1.2.3.2. Vigas:

Tabla 134 Resultados evaluación estructural vigas.

Elemento	*Diemenciones construidas*	*Recomendación metodo ASSTHO STANDAR*	*Observaciones*
		VIGAS	
f'c losa	209,25 kg/cm2		Realizado con el ensayo del esclerometro
Base viga construida (b)	0,40 m	(0,30<B<0,50)	
Ancho efectivo de la viga	1,85 m	$B \leq \begin{bmatrix} \frac{L}{4} = \frac{7.80\,m}{4} = 1.95m \\ 12t + b = (12 * 0.18m) + 0.40m = 2.80\,m \\ S = 2.25\,m \end{bmatrix}$	El valor de ancho efectivo menor fue el calculado.
Luz viga(L)	7,80 m		
Peralte viga (h)	0,60 m	0,45 m	El valor calculado con la norma ASSTHO STANDAR, es menor que el que esta construido.(menos la losa)
Acero	**As calculado (evaluacion)**	**As existe en el puente**	**Observación**
As calculado principal	6Ø32mm	6Ø25mm	No cumple
As calculado supeior	2Ø25mm	2Ø25mm	Cumple
As calculado lateral	(1Ø14mm@25mm)/m	No existe	No cumple
A corte	(1Ø12mm@30cm)/m	1Ø12mm@20cm	No cumple
Nota: Para la verificacion de los espacimientos y As, se realizo el ensayo con el detector de metales.			
		Verificaciones	
Flexión	127,509 T-m/m		As colocado es de 6Ø32mm
Corte	Vu=16,471 kg/cm2		$0.53\sqrt{f'c} < V_u < 1.50\sqrt{f'c}$
	vc=9,766 kg/cm2		
		DIAFRAGMAS	
Acero	**As calculado (evaluacion)**	**As existe en el puente**	**Observación**
As superior	2Ø16mm	-------	No se observo
As inferior	2Ø16mm	--------	No se observo
As corte	(1Ø12mm@20cm)/m	1Ø12mm@20cm	Cumple
Nota: Para la verificacion de los espacimientos y As, se realizo el ensayo con el detector de metales.			
Apoyos	--------	--------	El puente existente no cuenta con apoyos
Juntas de dilatación	--------	--------	El puente existente no cuenta con juntas de dilatación

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

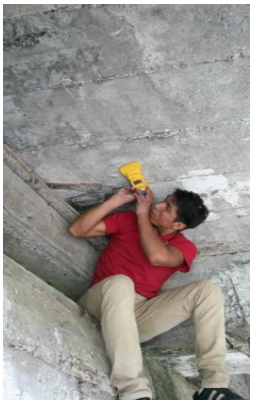
5.1.2.3.3. Losa:

Tabla 135 Resultados evaluación estructural losa.

Elemento	*Diemenciones construidas*	*Recomendación metodo ASSTHO ESTANDAR*	*Observaciones*
		TABLERO	
Luz (L)	7,80 m		El valor de f'c fue obtenido mediante ensayo de esclerómetro aplicando al elemento
Ancho Tablero (a)	8,40 m		
f'c losa	209,25 kg/cm2		
Espesor(t)	0,20 m		
Verificación de flexión			
Momento ultimó Tramo (Mu)	4.414 kg/cm2		Para el calculo se utilizó el emomento ultimo de tramo debido a que es superior al momento de volado debido a que solo existio el caso 2.
momento ultimó Volado (Mu)	1,808 kg/cm2		
Acero	**As calculado (evaluacion)**	**As existe en el puente**	**Observación**
As calculado principal	(1Ø22mm@33cm)/m	1 Ø @ 15cm	No Cumple
As calculado de reparticion	(1Ø22mm@50cm)/m	1 Ø @ 40cm	No Cumple
As calculado temperatura	(1Ø8mm@15cm)/m	1Ø @ 15 cm	Cumple
Nota: Para la verificacion de los espacimientos y As, se realizo el ensayo con el detector de metales.			

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

5.1.2.4. Anexo Fotográfico (detector de metales)

ELEMENTO	***FOTO***
Viga	
DESCRIPCION	
Debido a la visibilidad del acero en este elemento, se comprobó el armado y la separación de los estribos. Los diámetros encontrados en este elemento son de 12mm en los estribos a una separación de 20 cm; y de 25mm en el acero principal. Además se evidenció con el detector de metales la separación de los estribos en otro punto del elemento constando así que los estribos están colocados a cada 20cm.	
ELEMENTO	***FOTO***
Diafragma	
DESCRIPCION	
Luego de realizar el ensayo con el detector de metales se pudo verificar que la separación de los estribos en este elemento es de 10cm	
ELEMENTO	***FOTO***
Tablero	
DESCRIPCION	
Se realizó el ensayo en este elemento con el detector de metales en el cual el espaciamiento del acero principal está colocado a cada 15cm y el acero de distribución está colocado a cada 40cm, los cuales no cumplen con lo calculado según la norma.	

CAPITULO VI

6. DISCUSIÓN

- El puente sobre el rio Badcahuan paso a la parroquia el Altar, tiene aproximadamente 18 años de construido, durante el trascurso de este tiempo el mismo no ha recibido ningún tipo de mantenimiento por lo cual presenta daños.
- Con el ensayo de esclerómetro aplicado en todos los elementos del puente, se obtuvo una resistencia muy baja en el estribo del margen derecho de 201,00 kg/cm2, es decir que a pesar de transcurrir el tiempo el fraguado del hormigón no llego a la resistencia mínima f'c =210 kg/cm², y así esta no resista las actuales cargas a las cuales está sometido la estructura.
- Al realizar el estudio hidrológico mediante el método racional nos proporcionó un caudal de 37.087 m³/s y con el método Burkli-Ziegler nos dio un caudal de 6.12 m³/s, con lo cual se decidió que el caudal del segundo método es el que debemos utilizar debido a que este es para superficies entre 200 y 1000 ha; siendo este nuestro caso.
- Al realizar la respectiva evaluación funcional en elementos secundarios la sumatoria del grado de daños es 127 que se encuentra en el rango ≤ 170, teniendo así una calificación de 4 cuya condición es **REGULAR**, es decir hay problemas en algunos elementos secundarios y muestran deterioro de mediana importancia.
- Al realizar la respectiva evaluación funcional en elementos primarios la sumatoria del grado de daños es 162 que se encuentra en el rango ≤195(sin pilas), teniendo así una calificación de 8 cuya condición es **MUY MALO**, es decir el deterioro avanza en los elementos estructurales primarios se recomienda cerrar el puente a menos de que este sea monitoreado.
- Al realizar el ensayo con el detector de Metales se verifico que los Espaciamientos del Acero principal y a corte tanto en vigas, diafragmas y tablero, no está colocados según los resultados obtenidos en la evaluación estructural tomando en cuenta los parámetros establecidos en la norma.
- Con el TPDA obtenido de 498 veh/día, ubicamos a la vía en clase III que tiene un TPDA de 100-1000 veh/día, que recomienda un ancho de calzada de 6.00m.

- Con el estudio de suelos realizado se obtuvo una capacidad portante del suelo de 23.06T/m³ y un pesos específicos de 2.07 T/m², siendo estos los valores a tomar en cuenta en la evaluación y además en el nuevo diseño del puente.
- En el rediseño del nuevo puente hay que considerar varios parámetros y dotar de elementos tales como: veredas, drenajes, los cuales no está considerado en el actual puente.

CAPITULO VII

7. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

7.1. Conclusiones:

- Como resultado de la evaluación funcional se obtuvo una calificación es de 8 cuya condición es MUY MALO, es decir presenta algunas fallas graves en los elementos primarios y además una calificación es de 4 cuya condición es REGULAR, es decir presenta algunas fallas en los elementos secundarios del puente.
- Al conocer la debida calificación global del puente se concluye que la estructura está con un grado de deterioro avanzado en elementos primarios, debido a que no se le dio ningún tipo de mantenimiento, por lo cual se recomienda realizar un nuevo estudio considerando normas adecuadas de diseño de puentes.
- Con el ensayo de esclerómetro aplicado en todos los elementos del puente, se obtuvo una resistencia muy baja en el estribo del margen derecho de 201,00 kg/cm2, es decir que a pesar de transcurrir el tiempo el fraguado del hormigón no llego a la resistencia mínima f'c =210 kg/cm², y así esta no resista las actuales cargas a las cuales está sometido la estructura.
- Al realizar el cálculo del estribo margen derecho del rio, o cumple con lo especificado en la norma ASSHTO STÁNDAR, en los factores de seguridad
- El peralte de la viga construida es de 0.45 siendo esta menor a la calculada es de 0.60m, así no cumpliendo con lo que establece la Norma ASSHTO STÁNDAR.
- La viga presenta daños en toda su longitud, produciendo descascarmiento y corrosión del acero.
- Al chequear la ductilidad del acero en vigas se evidencio que no hay control de deformaciones por ese motivo el elemento presenta una falla explosiva, por la cual se debe tener en cuanta al momento de diseño.
- La viga está en contacto directo con el estribo, debido a la inexistencia de apoyos, esto colabora con la degradación de la estructura, provocando esfuerzos elevados entre los miembros estructurales ante mencionados por la falta de amortiguamiento.

- Al realizar la evaluación funcional y estructural se evidencio que los elementos tales como los estribos y las vigas está en condiciones de deterioro y al no cumplir con las distintas normas y guías aplicadas a la misma se realizara un nuevo diseño del puente con ello brindar mayor seguridad a los usuarios.

7.2. Recomendaciones:

- Realizar el rediseño del nuevo puente utilizando las normas para diseño de puentes existentes como la AASHTO LRFD.
- Realizar todos los estudios de ingeniería necesarios para el diseño del puente como son Topografía, Estudios de Suelos, Hidrología, Geología, Estudio de tráfico.
- Se debe considerar la construcción de aceras para el tránsito peatonal para brindar seguridad a las personas que usan este puente.

CAPÍTULO VIII.

8. PROPUESTA.

8.1. Título de la Propuesta.

"Diseño del nuevo puente sobre el río Badcahuan paso a la parroquia a la Altar utilizando la norma para puentes ASSTHO LRFD-2010".

8.2. Introducción.

La propuesta busca solucionar la necesidad de un tránsito seguro y eficiente en este paso necesario sobre el río Badcahuan, que conecta varias comunidades de la parroquia el Altar.

Diariamente circulan por el puente personal que se traslada a zonas turísticas, zonas agrícolas y otras a sus lugares de trabajo, por lo tanto el nuevo diseño deberá brindar seguridad para peatones y vehículos.

Con la evaluación funcional y estructural del puente sobre el río Badcahuan pasó a la parroquia del Altar, se determinó necesario el diseño de una nueva estructura que cumpla con las especificaciones de la norma ASSHTO LRFD-2010.

El nuevo puente contará con 2 carriles de circulación vehicular, aceras, drenajes, señalización, este deberá soportar la solicitación actual de cargas, con una luz de 12m, estribos en cantiléver.

8.3. Objetivos.

8.3.1. Objetivo General

- Diseñar el nuevo puente sobre el río Badcahuan paso a la parroquia El Altar, cantón Penípe, provincia de Chimborazo utilizando la norma ASSHTO LRFD-2010.

8.3.2. Objetivo Específico.

- Realizar los estudios básicos de ingeniería necesarios para el diseño del nuevo puente, tales como topografía, hidrología, hidráulica, suelos y tráfico.
- Analizar los resultados obtenidos de los estudios básicos de ingeniería.
- Elaborar el diseño de los elementos principales de la estructura según la norma ASSHTO LRFD-2010.

- Realizar el presupuesto del puente propuesto y planos definitivos del puente.

8.4. Fundamentación Científico Teórica

8.4.1. Estudio hidrológico e hidráulico. (Ver ítem 4.1)

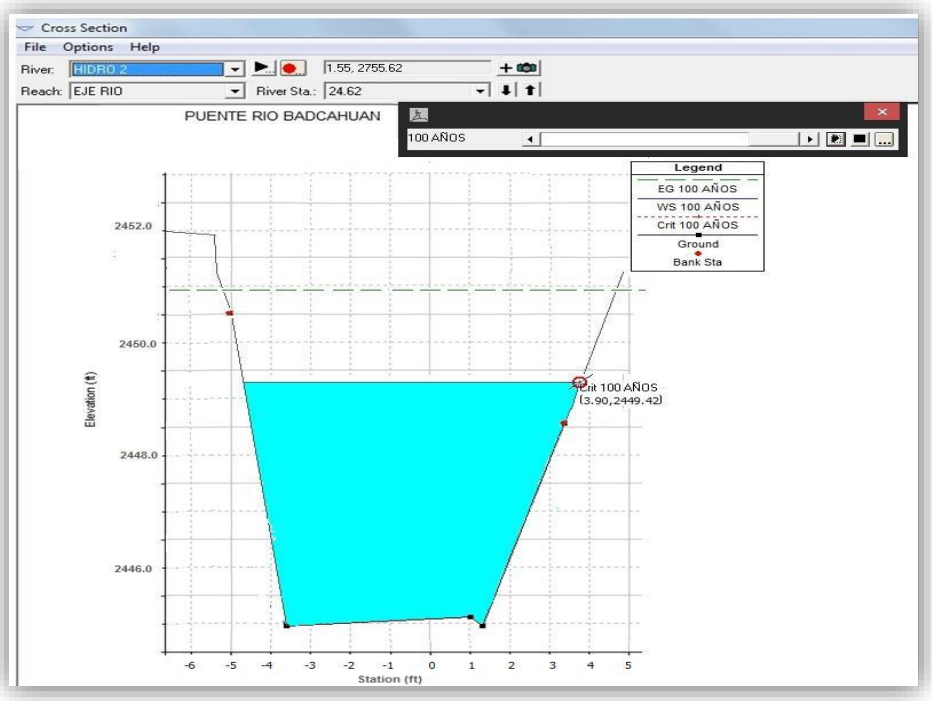
Los principales objetivos de este tipo de estudios son establecer e identificar las características físicas de la cuenca, caudales máximos de diseño, comportamiento hidráulico del río, nivel de agua máximo en la ubicación del puente, etc.

Tabla 136 Cálculo de caudal máximo (Burkli-Ziegler)

CALCULO DE CAUDAL MAXIMO Burkli-Ziegler				
DATOS	A= ha			
	549			
AÑOS	I_{TR}	**C**	**CAUDAL(Q=lt/s)**	**CAUDAL(Q=m3/s)**
5	28,38	0,37	4374,05	4,37
10	26,11	0,40	4024,12	4,02
25	34,06	0,44	5248,86	5,25
50	34,06	0,47	5248,86	5,25
100	39,74	0,51	6123,67	6,12

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Con la simulación realizada en el programa HEC-RAS 4.1.0, se obtuvo el nivel de agua en máxima crecida para un periodo de retorno de 100 años.



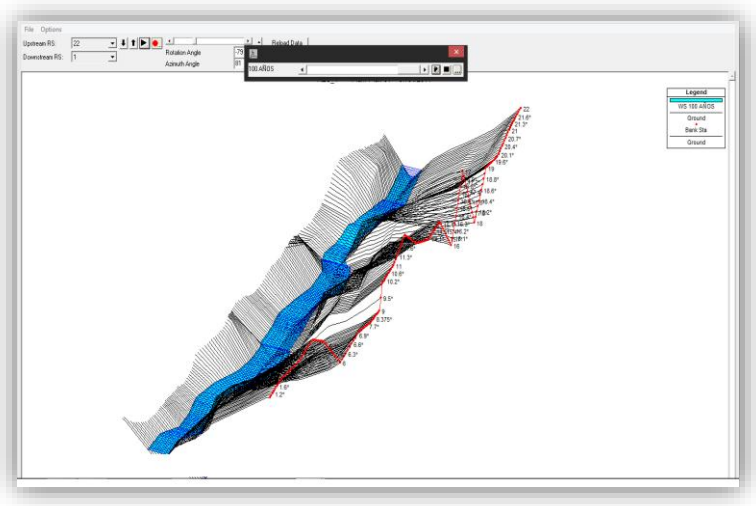


Ilustración 86 Cálculo del caudal en HEC-RAS 4.1.0

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

8.4.2. Estudio de suelos. (Ver ítem 4.3)

El estudio de suelos considerará ensayos de campo y de laboratorio, con la propósito de establecer las características: físicas y mecánicas del suelo, para el diseño de cimentaciones firmes.

El estudio de suelos comprenderá:

- ✓ Ensayo de campo en suelo. (SPT)
- ✓ Ensayos de laboratorio de las muestras extraídas en campo.
- ✓ Análisis de los resultados obtenidos de los ensayos.
- ✓ Informe final, este deberá contener recomendaciones sobre especificaciones constructivas y obras de protección.

Tabla 137 Densidad del margen izquierdo y derecho

AGREGADO FINO MARGEN DERECHO			
Codificación	Descripción	Valor	Unidad
A	Masa del Picnómetro Vacío	494	g.
B	Masa del Picnómetro + árido en SSS	994	g.
C	Masa picnómetro + árido en SSS + Agua	1612	g.
D	Masa picnómetro Calibrado	1354	g.
E=B-A	Masa del árido en SSS	500	g.
F= D+E-C	Volumen desalojado	242	cm3
G= E/F	DENSIDAD	2,07	g/cm3

AGREGADO FINO MARGEN IZQUIERDO			
Codificación	Descripción	VALOR	Unidad
A	Masa del Picnómetro Vacío	494	g.
B	Masa del Picnómetro + árido en SSS	994	g.
C	Masa picnómetro + árido en SSS + Agua	1635	g.
D	Masa picnómetro Calibrado	1354	g.
E=B-A	Masa del árido en SSS	500	g.
F= D+E-C	Volumen desalojado	219	cm3
G= E/F	DENSIDAD	2,28	g/cm3

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

8.4.3. Estudio de tráfico. (Ver ítem 4.4)

El estudio de tráfico se lo realiza con el objetivo de obtener datos reales, que guardan relación con el movimiento de vehículos o personas, sobre puntos estratégicos dentro de la red vial.

En este caso se ejecutaron conteos en la zona de interés, estableciendo una estación de conteo durante 8 días consecutivos y realizando un análisis muy riguroso de la agricultura y el turismo que tiene esta zona.

Una vez calculados los resultados se obtuvo un TPDA de 498 veh/día, con este TPDA ubicamos a la vía en un orden III., por lo tanto es una vía colectora de tercer orden.

8.4.4. Estudio topografía.

En el diseño de cualquier puente, la topografía del terreno constituye un factor determinante en la selección de la luz de cálculo y de la estructura del mismo. El estudio topográfico se concentra en una franja topográfica de un largo de 100 m a cada lado del eje de la vía.

El levantamiento Topográfico es primordial para todo proyecto de nueva creación, proyectos que van desde Infraestructura Urbana, Caminos y Puentes, Oras Civiles y Edificaciones en General.

8.4.4.1. Equipos para levantamiento.

Ilustración 87 Estación total

Fuente: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

- Estación Total SOKKIA, SET 610:

Características:

- ✓ precisión angular: 5”
- ✓ prisma: 2.60 metros (3 en total).
- ✓ memoria interna: 128 MB de Ram, 1 GB de memoria Flash
- ✓ aumento de lente: 26x
- ✓ teclado: alfanumérico
- ✓ plomada: óptica o laser clase 2

Ilustración 88.- Personal realizando el levantamiento topográfico.

Fuente: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Ilustración 89.- Gps Gamín, 60CX.

Fuente: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

GPS Garmin, Gps map 60CX: **Características:**

- ✓ **SiRF Star III**, chipset de alta sensibilidad que soporta **WAAS/EGNOS.**
- ✓ Antena integrada de gran capacidad, tipo **cuadrifilar helicoidal**, con opción de antena externa tipo **MCX**.
- ✓ Diseño de gran robustez (Norma de estanqueidad **IPX7**).
- ✓ Gran display de color **TFT de 256 colores** (**160 x 240** pixeles).
- ✓ Peso: 212 g (con pilas, no incluidas).
- ✓ Dimensión: (6.1 x 15.4 x 3.3 cm).
- ✓ Display: (38mm x 56mm).
- ✓ Resistencia al agua: estándar IPX Sumergible a 1 metro durante 30 minutos.

8.4.4.2. Procedimiento de trabajo

8.4.4.2.1. En campo.

Luego de definido el área del estudio, se colocaron las Estaciones del Polígono Básico, señaladas como: Est 1, Est 2, Est 3…., etc. Estas estaciones han sido colocadas a los lados de la vía existente, estructuras existentes, mediante clavos de acero y estacas de madera.

Además se tienen como referencias para el replanteo las referencias R1 y R2.

8.4.4.2.2. En oficina.

- ✓ Descarga y proceso de información.
- ✓ Generación de modelo digital del terreno.
- ✓ Generación de planos a escala resultante

8.4.4.3. Topografía del área de estudio

En la siguiente ilustración se muestra la topografía obtenida luego de procesados los puntos obtenidos en campo.

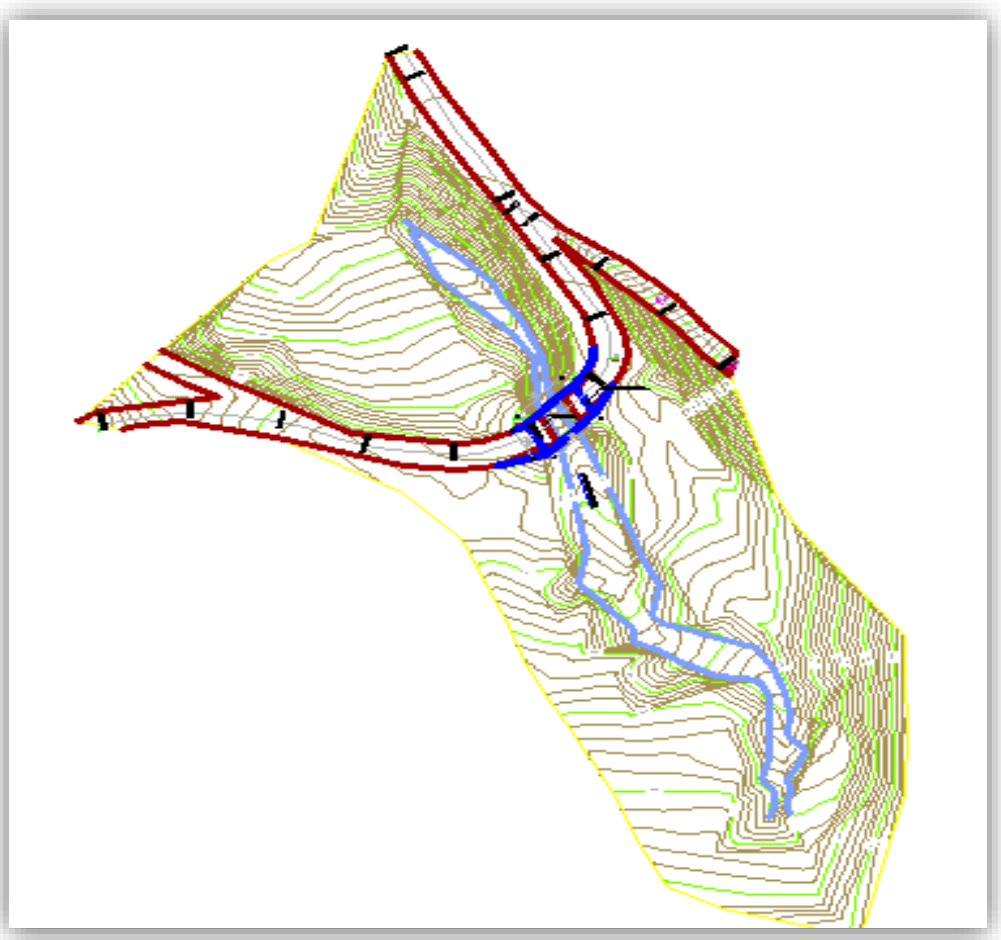


Ilustración 90.- Topografía del área en estudio.

Elaboro: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

8.4.4.4. Descripción y Sustentación Fotográfica.

Tabla 138 Sustentación fotográfica de la topografía

No	IMAGEN	DESCRIPCIÓN
1		Equipos utilizados para el levantamiento • Estación total • Flexómetro • Boqui toqui • Libreta de apuntes • Clavos • Martillo • Pintura • Cámara fotográfica • Brocha
2		Colocación de los prismas para la obtención de datos
3		Ubicación del primer BM1
4		Trasladandonos a la ubicación para hacer el cambio de estación EST2.

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

8.5. Criterios de diseño.

8.5.1. Ancho de la sección transversal.

El ancho de la calzada está en función del estudio de tráfico; se utilizarán las recomendaciones establecidas por el MOP (ver anexo 2).

Tomando las recomendaciones del anexo 2, el ancho sería de 6.00, el recomendable para una vía clase III.

8.5.2. Longitud del puente.

Está en función de la topografía del sitio de interés, además se debe tomar en cuenta las recomendaciones de los estudios de ingeniería básica.

8.5.3. Sistemas de drenaje.

Se plantearán para evacuar con la mayor rapidez y el menor recorrido posible, el agua que podría acumularse en el tablero. El bombeo mínimo se establece en 1%, el drenaje es determinante en la vida útil del puente.

8.6. Diseño del nuevo puente sobre el río Badcahuan pasó a la parroquia El Altar con la norma AASTHO LRFD

Diseño de la alternativa de Luz de 12.00m, se implementará el nuevo puente en el mismo lugar con una nueva luz y se modificaran los accesos al puente para tener la continuidad de la vía con el puente.

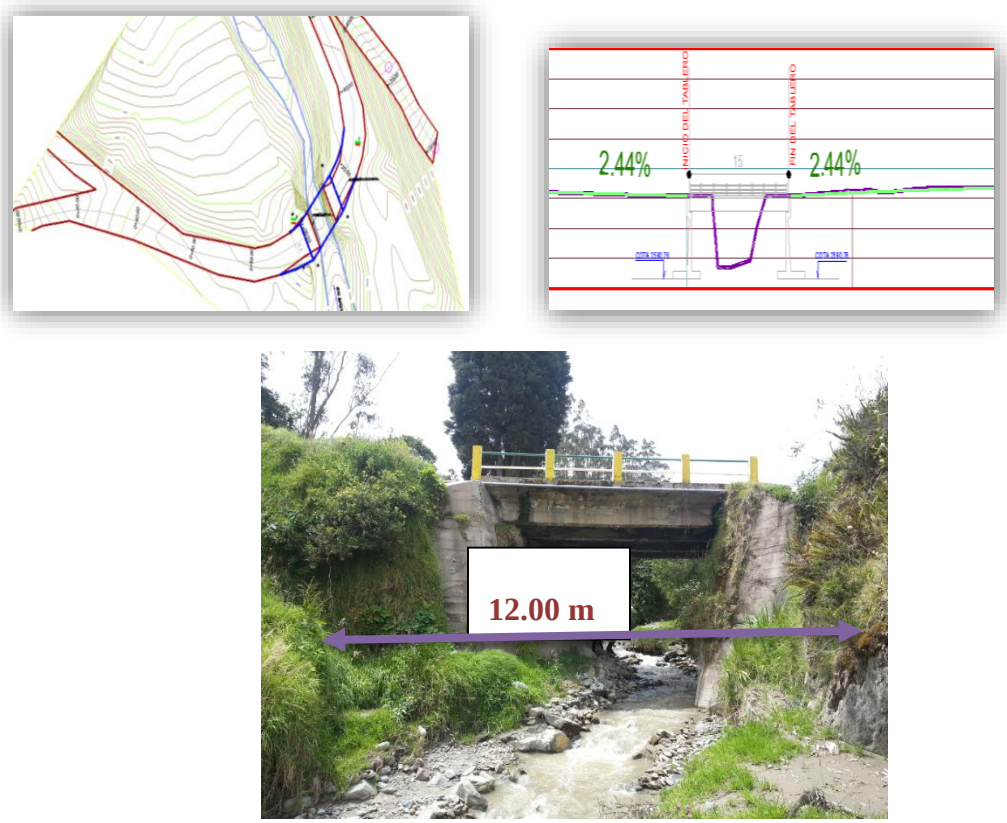


Ilustración 91.- Topografía del área en estudio.

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

El dato proporcionado del TPDA para un periodo de 50 años es de 498 vehículos/día, determina según el MOP., en una vía de Clase III con un ancho de calzada absoluto de 6.00m, con espaldones de 0.50 m, y aceras de 0.60 m es decir que la calzada mide 7.70m, una luz libre 12.00 m y un galibo de 5.95 metros.

A continuación se presenta el diseño definitivo del puente utilizando la NORMA AASTHO LRFD-2010:

8.6.1. Diseño tablero:

Diseño de la losa del tablero (As principal perpendicular al tráfico)

Para el diseño del tablero se tomaron las siguientes consideraciones:

El ancho de calzada se determinó en base al estudio de tráfico y a los parámetros establecidos en las tablas del MTOP , obteniendo una vía de Clase II con un ancho de calzada absoluto de 6.00m, con espaldones de 0.50 m, y aceras de 0.60 m es decir que la calzada mide 7.70 m.

En base a la topografía y el diseño de los accesos se considera conveniente la construcción de un puente de 12.00 m de luz, con vigas de concreto reforzado empotradas a la losa.

A continuación se presenta los datos necesarios para el diseño del tablero:

- Longitud del tablero: 12.00 m
- Ancho de calzada: 6.00 m
- Ancho total tablero: 7.70 m
- Capa de rodadura: 5 cm
- f´c= 280 kg/cm^2
- fy= 4200 kg/cm^2

A. Pre-dimensionamiento de losa.

- **Determinación del número de Vigas y espaciamiento**

Para controlar la armadura que se va a colocar se deberá determinar a la cantidad de vigas necesarias para soportar las estructura del tablero. Asumiendo que se colocarán 3 vigas se tiene

$$S = \frac{7.70\ m}{3\ espacios} = 2.57\ m\ \rightarrow asumimos\ \mathbf{2.60\ m}$$

$$\frac{S}{2} = \frac{2.57\ m}{2} = 1.29\ m\ \rightarrow asumimos\ \mathbf{1.25\ m}$$

El ancho de los volados debe ser S/2, para controlar efectos de torsión que produce el volado. Se tiene que la losa es uniforme, es decir, no presenta irregularidades en su forma ni usos especiales (paso de alcantarilla), por lo tanto bastará con 3 vigas distribuido a lo largo del tablero.

- **Determinación del Ancho de la viga**

Siendo: S´= Espaciamiento entre ejes de vigas = 2.60 m

L = Luz del puente L = 12 m

$$b = 0.0157\sqrt{S'}\quad L$$

$$b = 0.0157\sqrt{2.60}\ (12) = \mathbf{0.31m}$$

El ancho de viga adoptado es de **0.40 m**

Como el tablero es de hormigón armado se diseñará con la condición de empotrado, por lo tanto se tiene:

$$S = \ (2.60m - 0.40m) = \mathbf{2.20m}.$$

- **Espesor de losa**

En tableros de concreto apoyados en elementos longitudinales:

$$tmin = 0.175m$$

Aunque el acero principal es perpendicular al tráfico es posible tomar como en versiones anteriores del AASHTO la expresión:

$$t_{min} = \frac{S + 3000}{30} \geq 165mm$$

$$t_{min} = \frac{2200 + 3000}{30} \geq 165mm$$

$$t_{min} = \mathbf{173mm} \geq 165mm$$

Siendo: S=luz libre de losa

En voladizos que soportan barreras de concreto, el espesor mínimo de losa es:

$$t_{min} = \mathbf{0.20\ m}$$

Teniendo en cuenta las disposiciones sobre el espesor de la losa uniformizamos con $\boldsymbol{t = 0.20\ m}$

B. <u>Criterios LRFD aplicables.</u>

Resistencia I: $U = n[(1.25\ o\ 0.9)DC + (1.50\ o\ 0.65)DW + 1.75(LL + IM)]$

Servicio I: $U = n[(1.00DC + 1.00DW + 1.00(LL + IM)]$

Conforme al Art. 9.5.3, no es necesario investigar el estado de fatiga en tableros de concreto en vigas múltiples.

C. <u>Momentos de flexión por cargas.</u>

C.1. Momento negativo de diseño.

Sabiendo que la carga que determina el diseño es la carga viva (LL+IM), antes que las cargas DC y DW significativamente menores, calcularemos el momento negativo en el apoyo interior B para franjas de losa de 1m. El cálculo del momento negativo en los apoyos externos se realizará posteriormente al calcular el volado.

Carga muerta DC: Resolviendo la losa continua sobre tres apoyos (programa SAP2000) se tiene:

Peso propio de la losa:

$$W_{Losa} = 0.20m * 1.00m * 2400kg/m3 = \mathbf{480kg/m}$$

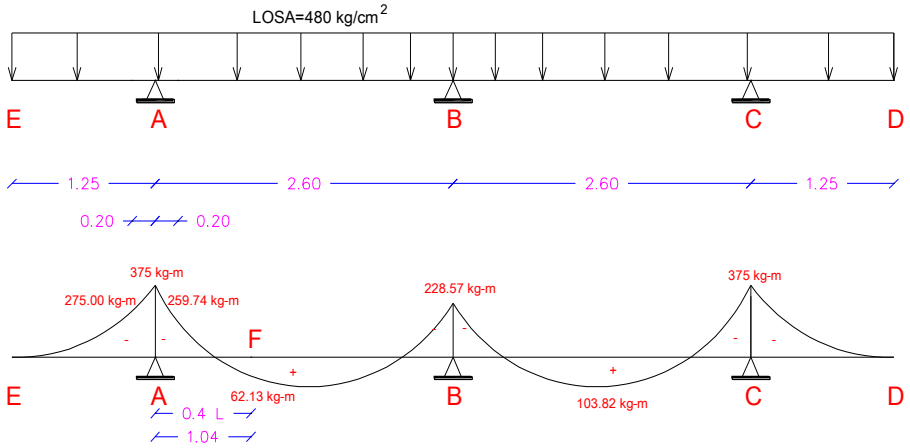


Ilustración 92 Diagrama de momentos en losa por peso propio "SAP-2000"

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

El Art. 4.6.2.1.6 especifica que para momento negativo en construcciones monolíticas de concreto se puede tomar la sección de diseño en la cara del apoyo. Tomamos entonces con respecto al apoyo A, los siguientes resultados del diagrama de momentos:

$M_{DC1} = -375.00\ kg - m = -0.38\ Ton - m$ $(En\ el\ eje\ A)$

$M_{DC1\ \ izq} = -275.00\ kg - m = -0.28\ Ton - m$ $(En\ la\ cara\ izquierdo\ de\ A)$

$M_{DC1\ \ der} = -269.74\ kg - m = -0.27\ Ton - m$ $(En\ la\ cara\ derecha\ de\ A)$

Peso de barandas: $P_{barandas} = \mathbf{150\ kg/m}$

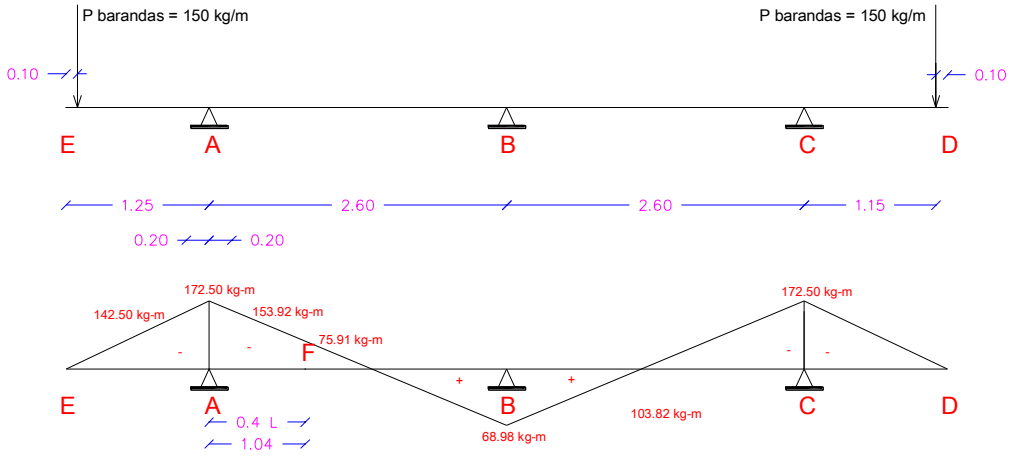


Ilustración 93 Diagrama de momentos en losa por cargas de barreras "SAP-2000"

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tomamos del diagrama de momentos:

$M_{DC2} = -172.50\ kg - m = -0.17\ Ton - m \qquad (En\ el\ eje\ A)$

$M_{DC2\quad izq} = -142.50\ kg - m = -0.14\ Ton - m \qquad (En\ la\ cara\ izquierdo\ de\ A)$

$M_{DC2\quad der} = -153.92\ kg - m = -0.15\ Ton - m \qquad (En\ la\ cara\ derecha\ de\ A)$

Peso de aceras: $W_{Aceras} = \mathbf{624}\,\frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{m}}$

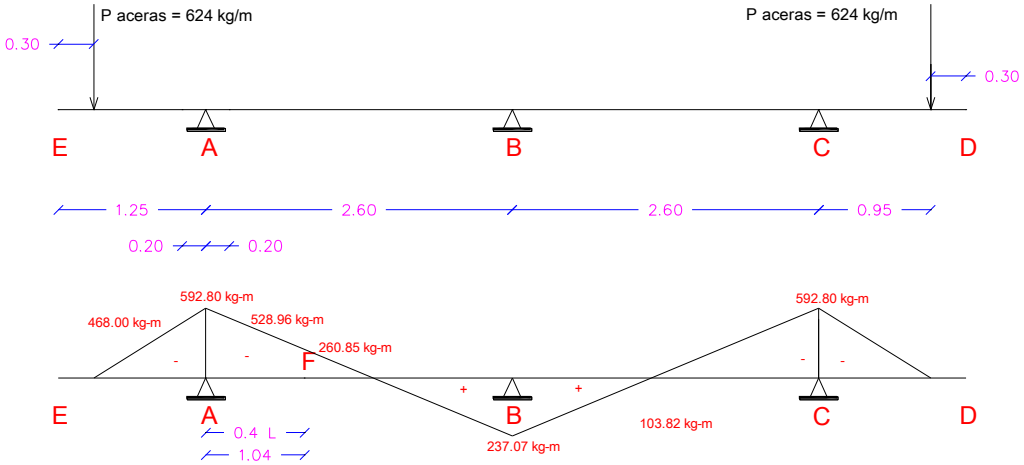


Ilustración 94 Diagrama de momentos en losa por cargas de aceras "SAP-2000"

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tomamos del diagrama de momentos:

$M_{DC3} = -592.80\ kg - m = -0.59\ Ton - m$ $(En\ el\ eje\ A)$

$M_{DC3\ \ izq} = -468.00\ kg - m = -0.47\ Ton - m$ $(En\ la\ cara\ izquierdo\ de\ A)$

$M_{DC3\ \ der} = -528.96\ kg - m = -0.53\ Ton - m$ $(En\ la\ cara\ derecha\ de\ A)$

En la mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, los valores positivos de momento serán multiplicados por γ = 0.9 para obtener en la combinación de cargas el máximo momento negativo.

Cargas por superficies de rodadura (DW).

Asfalto:

$$W_{Asfalto\ 2''} = 0.05m * 1m * 2250\frac{kg}{m^3} = \mathbf{113\frac{kg}{m}}.$$

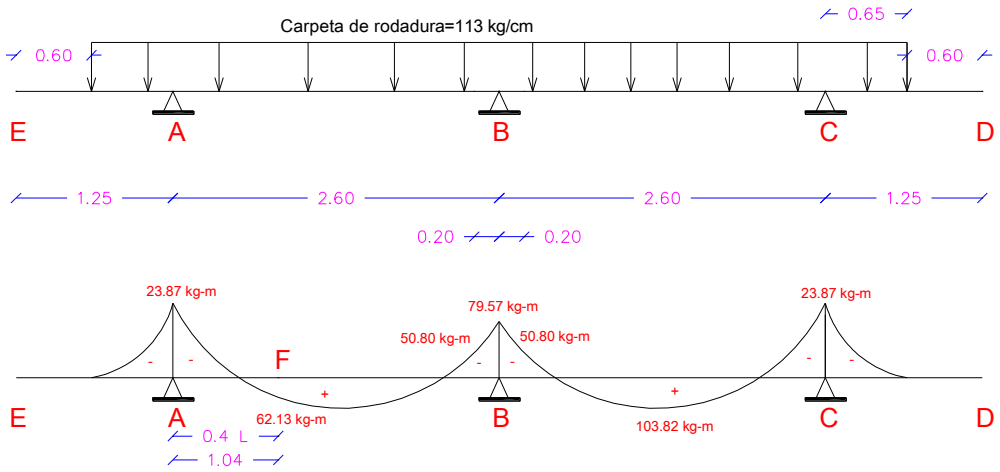


Ilustración 95 Diagrama de momentos en losa por carga de asfalto "SAP-2000"

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tomamos del diagrama de momentos:

$M_{DW} = -79.57\ kg - m = 0.080\ Ton - m$ $(En\ el\ eje\ B)$

$M_{DW\ \ izq} = -50.80\ kg - m = 0.051\ Ton - m$ $(En\ la\ cara\ izquierdo\ de\ B)$

$$M_{DW\ \ der} = -50.80\ kg - m = 0.051\ Ton - m \qquad (En\ la\ cara\ derecha\ de\ B)$$

Carga Viva y efecto de Carga Dinámica (LL+IM): En este ITEM podemos calcular el momento mediante tres métodos, de los cuales seleccionamos una, en nuestro caso seleccionaremos el método B:

MÉTODO B: Uso de la Tabla A4-1(AASHTO LRFD)

Para $S = 2.60$

En el eje del apoyo A:

$$M_{(-)\ LL+IM} = 30220\frac{N\ mm}{mm} = -3.08\ \frac{T-m}{m}$$

En cara de viga (a 0.20 m):

$$M_{(-)\ LL+IM} = 17730.125\frac{N\ mm}{mm} = 1.81\frac{T-m}{m}$$

Optaremos por la solución que ofrece el Método B, aunque es posible optar por cualquiera de los otros métodos.

Tabla 139 Resumen de momentos negativos por cargas en "B"

RESUMEN DE MOMENTOS NEGATIVOS POR CARGAS					
CARGA	**TIPO**	**M(-) izq T-m**	**M(-) eje T-m**	**M(-) der T-m**	**γ (Resistencia 1)**
Losa	DC1	-0,28	-0,38	-0,27	1,25
Baranda	DC2	-0,14	-0,17	-0,15	0,9
Acera	DC3	-0,47	-0,59	-0,53	0,9
Asfalto	DW	-0,051	-0,08	-0,051	1,5
Carga Viva	LL+IM	-1,81	-3,08	-1,81	1,75

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Para el diseño por el estado límite de resistencia 1, con:

$$n = n_D n_R n_1 = 1$$

$$M_U = n\left[(1.25\ o\ 0.90)M_{DC} + (1.50\ o\ 0.65)M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}\right]$$

En el eje A:

$$M_U = 1.25(-0{,}38) + 0.90(-0.17) + 0.90(-0.59) + 1.5(-0.08) + 1.75(-3.08)$$

$$M_U = -6.67\ T - m$$

En la cara de viga izquierda:

$$M_U = 1.25(-0{,}28) + 0.90(-0.14) + 0.90(-0.47) + 1.5(-0.051) + 1.75(-1.81)$$

$$\boldsymbol{M_U = -4.14\ T - m}$$

En la cara de viga derecha:

$$M_U = 1.25(-0{,}27) + 0.90(-0.15) + 0.90(-0.53) + 1.5(-0.051) + 1.75(-1.81)$$

$$\boldsymbol{M_U = -4.19\ T - m}$$

El acero negativo será diseñado con este último valor de momento que es el mayor de las dos caras de viga.

C.2. Momento positivo de diseño.

Carga muerta (DC): Del diagrama de momentos en losa por peso propio, en la sección F (x =0.4L):

$$M_{DC1} = 62.13\ kg - m = -0.062\ T - m$$

Igualmente para las barandas y aceras respectivamente:

Barandas: $M_{DC2} = 75.91\ kg - m = -0.076\ T - m$

Aceras: $M_{DC3} = 260.85\ kg - m = -0{,}26\ T - m$

En la mayoración de cargas para el estado límite de Resistencia I, a este último valor por ser negativo lo multiplicaremos por γ = 0.9, para obtener en la combinación de cargas el máximo momento positivo.

Carga por superficie de rodadura (DW):

Del diagrama de momentos en losa por carga de asfalto, en la sección F (x =0.4L):

$$M_{DW} = 31.83\ kg - m = 0.032\ T - m$$

Carga Viva y efecto de Carga Dinámica (LL+IM):

MÉTODO B: Uso de la Tabla A4-1 (AASHTO LRFD)

Para S=2.60 m

$$M_{(+)\,LL+IM} = 27220\frac{N\ mm}{mm} = 2.78\ \frac{T-m}{m}$$

Tabla 140 Resumen de momentos positivos por cargas

RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS			
CARGA	**TIPO**	**M(+) eje T-m**	**γ (Resistencia 1)**
Losa	DC1	-0,062	1,25
Baranda	DC2	-0,076	0,9
Acera	DC3	-0,26	0,9
Asfalto	DW	0,032	1,5
Carga Viva	LL+IM	2,78	1,75

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Para el diseño por el estado límite de resistencia 1, con:

$$n = n_D n_R n_1 = 1$$

$$M_U = n\left[(1.25\ o\ 0.90)M_{DC} + (1.50\ o\ 0.65)M_{DW} + 1.75M_{(LL+IM)}\right]$$

En el eje A:

$$M_U = 1.25(-0.062) + 0.90(-0.076) + 0.90(-0.26) + 1.5(0.032) + 1.75(2.78)$$

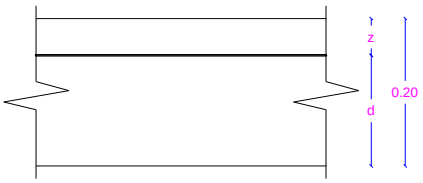
$$M_U = 4.53\ T - m$$

D. Calculo del acero

D.1. Acero negativo (perpendicular al tráfico)

$$M_U = -4.19\ T - m$$

Utilizando un As Ø 16mm y recubrimiento r =5 cm



$$z = 5.0 + \frac{1.6}{2} = 5.8cm$$

$$d = 20\ cm - 5.8\ cm = 14.2\ cm$$

$$As(-) = \frac{Mu}{\emptyset . Fy\left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As(-) = \frac{4.19x10^5}{0.9x4200\left(14.2 - \frac{1.45}{2}\right)} = 8.23cm^2$$

$$a = \frac{Asx4200}{0.85x280x100} = 1.45cm$$

Utilizando varillas $\mathbf{1\emptyset 16}\boldsymbol{mm}$, la separación será:

$$s = \frac{2.01}{8.23} = 0.24m$$

Usar acero de refuerzo de **1Ø16mm @ 0.25 m**.

As Máximo: Una sección no sobre reforzada cumple con:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Como:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.45}{0.85} = 1.71\ cm$$

$$d_e = 14.2\ cm$$

$$\frac{c}{d_e} = 0.12 \leq 0.42 \qquad \boldsymbol{OK}$$

<u>As mínimo:</u> La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2Mcr\ y\ 1.33Mu$:

a) $1.2Mcr = 1.2(f_r\ S) = 1.2\left(33.63\frac{kg}{cm^2}\right)(6.667cm^3) = 2.69\ T-m$

Siendo:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'c}\ MPa = 2.01\sqrt{f'c}\ \frac{kg}{cm^2} = 2.01\sqrt{280} = 33.63\frac{kg}{cm^2}$$

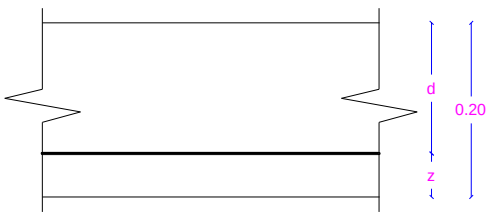
$$S = \frac{bh^2}{6} = 100(20)^2/6 = 6.667cm^3$$

b) $1.33Mu = 1.33(4.19T-m) = 5.57T-m$

El menor valor es **2.69 T-m** y la cantidad de acero calculada (**8.23cm²**) resiste:

$$Mu = 4.19T-m > 2.69\ T-m \qquad \boldsymbol{OK}$$

D.2) Acero positivo (Perpendicular al trafico).



$$\boldsymbol{Mu = +4.53\ T-m}$$

Utilizando *As* $\boldsymbol{1\emptyset 16mm}$ y recubrimiento r=2.5 cm:

$$z = 2.5 + \frac{1.6}{2} = 3.3\ cm$$

$$d = 20\ cm - 3.3\ cm = 16.7\ cm$$

$$As(+) = \frac{Mu}{\emptyset . Fy\left(d - \frac{a}{2}\right)}$$

$$As(+) = \frac{4.53x10^5}{0.9x4200\left(16.7 - \frac{1.32}{2}\right)} = 7.47\ cm^2$$

$$a = \frac{Asx4200}{0.85x280x100} = 1.32cm$$

Utilizando varillas $\mathbf{1\emptyset 16}\boldsymbol{mm}$, la separación será:

$$s = \frac{2.01}{7.47} = 0.27m$$

Usaremos por cara un acero de refuerzo 1 **Ø 16mm @ 0.25m**

As Máximo: Una sección no sobre reforzada cumple con:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Como:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{1.32}{0.85} = 1.55\ cm$$

$$d_e = 16.7\ cm$$

$$\frac{c}{d_e} = 0.09 \leq 0.42 \qquad \boldsymbol{OK}$$

As mínimo: La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2Mcr\ y\ 1.33Mu$:

a) $1.2Mcr = 1.2(f_r\ S) = 1.2\left(33.63\frac{kg}{cm^2}\right)(6.667cm^3) = 2.69\ T - m$

Siendo:

$$f_r = 0.63\sqrt{f'c}\ MPa = 2.01\sqrt{f'c}\ \frac{kg}{cm^2} = 2.01\sqrt{280} = 33.63\frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = 100(20)^2/6 = 6.667cm^3$$

b) $1.33Mu = 1.33(4.53T - m) = 6.02\ T - m$

El menor valor es **2.69 T-m** y la cantidad de acero calculada **(As=6.78cm^2)** resiste:

$$Mu = 4.53\ T - m > 2.69\ T - m \qquad \boldsymbol{OK}$$

D.3) As de temperatura.

$$As_{temp} = 0.0018Ag \qquad \left[MKS, con\ Fy = 4200\frac{kg}{cm^2}\right]$$

$$As_{temp} = 0.0018x20x100 = 3.60cm^2$$

En dos capas se colocara:

$$\frac{3.60cm^2}{2} = 1.80cm^2/capa$$

Utilizando varillas 1 $\emptyset\boldsymbol{10mm}$, la separación será:

$$s = \frac{0.79}{1.80} = 0.44m$$

$$S_{max} = 3t = 3(0.20) = 0.60m$$

$$S_{max} = 0.45\ m$$

Usaremos por cara un acero de temperatura de **1Ø10mm @ 0.45m**

NOTA: El acero de temperatura se colocara, por no contar con ningún tipo de acero, en la parte superior de la losa, en el sentido del tráfico.

D.4) As de distribución.

En la parte inferior de las losas se coloca armadura en la dirección secundaria en un porcentaje del acero positivo igual a:

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{S}} \leq 67\%$$

S= Distancia entre cara de vigas = 2.20 m = 2200mm

$$\% = \frac{3840}{\sqrt{2200}} = 81.87\% > 67\% \qquad \therefore \qquad \% = 0.67$$

$$As_{repart} = 0.67(7.47cm^2) = 5.00cm^2$$

Utilizando varillas 1 $\emptyset\boldsymbol{16mm}$, la separación será:

$$s = \frac{2.01}{5.00} = 0.40m$$

Usaremos por cara un acero de refuerzo 1 **Ø 16mm @ 0.40m**

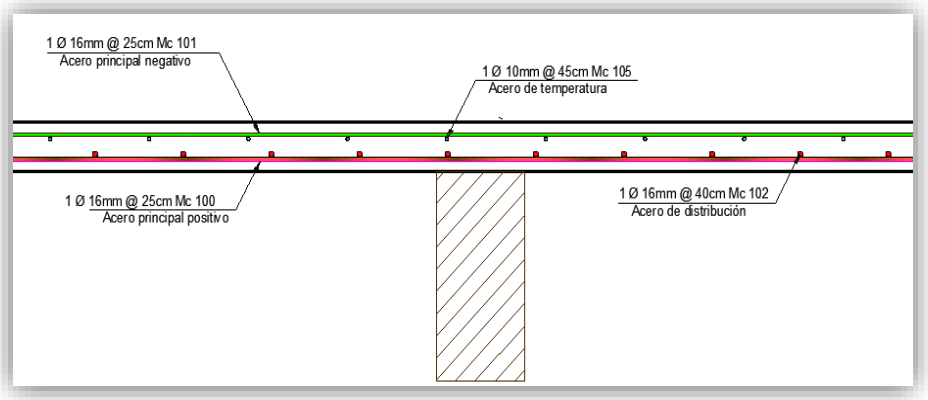


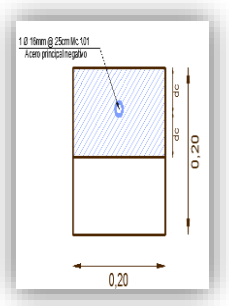
Ilustración 96 Sección de armado de losa sobre vigas

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

NOTA: El C4.6.2.1.6, establece: "anteriormente ha sido una práctica no chequear el cortante en tableros típicos.

E. Revisión de fisuración por distribución de armadura.

E.1) Acero negativo.



Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.60 * Fy$$

$$d_c = recubrimiento + \frac{\emptyset}{2}$$

$$d_c = 5cm\ + \frac{1.6}{2} cm = 5.80\ cm$$

$$b = espacio\ del\ acero = 25cm$$

$$n_v = número\ de\ varillas = 1$$

$$A = \frac{2d_c * b}{n_v} = \frac{2(5.8cm) * 25cm}{1} = 290\ cm^2$$

$$Z = 30000 \frac{N}{mm} \quad (condicionn\ de\ exposicion\ moderada)$$

$$Z = 30591 kg/cm$$

Luego:

$$f_{sa} = \frac{30591 \frac{kg}{cm}}{(5.8 * 290\ cm^2)^{1/3}} = 2572.28 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{sa} \leq 0.60\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right) = 2520\frac{kg}{cm^2}$$

$$\boldsymbol{f_{sa} = 2520\frac{kg}{cm^2}}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_S * c}{1} * n$$

Para el diseño por estado límite de servicio I, con $n = \boldsymbol{n_D n_R n_I} = \mathbf{1}$:

$$M_s = n(1.00M_{DC} + 1.00M_{Dw} + 1.00M_{LL+IM})$$

$$M_s = 1.0x[1.00x(-0.27 - 0.14 - 0.47) + 1.00(-0.08) + 1.0(-1.81)]\ )$$

$$M_s = -2.77\ T - m, para\ un\ metro\ de\ franja$$

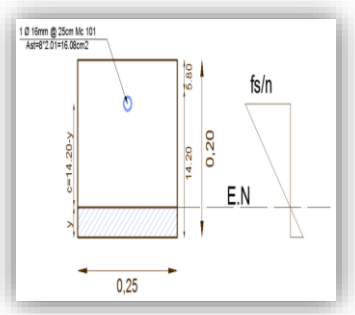
Luego

$$M_s = -2.77\ T - m/m(0.20m) = 0.55\ T - m$$

$$E_s = 200000\ MPa = 2'039400\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 15344\sqrt{f'c} = 15344\sqrt{280} = 256754\frac{kg}{cm^2}$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2'039400\frac{kg}{cm^2}}{256754\frac{kg}{cm^2}} = 8$$



Área de acero transformada:

$$A_{st} = relacion\ modular * area\ de\ acero$$

$$A_{st} = 8 * 2.01\ cm^2 = 16.08\ cm^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$20y * (\frac{y}{2}) = 16.08\ (14.2 - y)$$

$$y = 4.04\ cm, c = 10.16\ cm$$

Inercia respecto del eje neutro de sección trasformada:

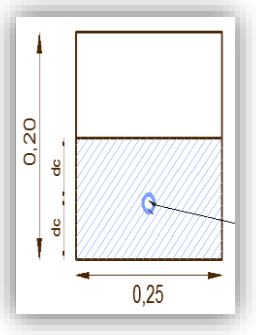
$$I = A_{st}.c^2 + \frac{b * y^3}{3} = 16.08(10.16^2) + \frac{25x4.04^3}{3} = 2209.36\ cm^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_S * c}{I} * n = \frac{0.55 * 10^5 * 10.16}{2209.36} * 8 = 2023.39\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\boldsymbol{f_s = 2023.39 < f_{sa} = 2520\ \ OK}$$

E.2) Acero positivo.



Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.60 * Fy$$

$$d_c = recubrimiento + \frac{Ø}{2}$$

$$d_c = 2.5cm\ + \frac{1.6}{2} cm = 3.3\ cm$$

$$b = espacio\ del\ acero = 25cm$$

$$n_v = número\ de\ varillas = 1$$

$$A = \frac{2d_c * b}{n_v} = \frac{2(3.3cm) * 25cm}{1} = 165\ cm^2$$

$$Z = 30000 \frac{N}{mm} \quad (condicionn\ de\ exposicion\ moderada)$$

$$Z = 30591 kg/cm$$

Luego:

$$f_{sa} = \frac{30591 \frac{kg}{cm}}{(3.3cm * 165\ cm^2)^{1/3}} = 3746.23 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{sa} \leq 0.60 \left(4200 \frac{kg}{cm^2}\right) = 2520 \frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{sa} = 2520 \frac{kg}{cm^2}$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_S * c}{1} * n$$

Para el diseño por estado límite de servicio I, con $n = \boldsymbol{n_D n_R n_I} = \mathbf{1}$:

$$M_s = n(1.00 * M_{DC} + 1.00 * M_{Dw} + 1.00 * M_{LL+IM})$$

$$M_s = 1.0 * [1.00x(-0.062 - 0.076 - 0.26) + 1.00 * (0.032) + 1.0 * (2.78)])$$

$$M_s = 2.41\ T - m, para\ un\ metro\ de\ franja$$

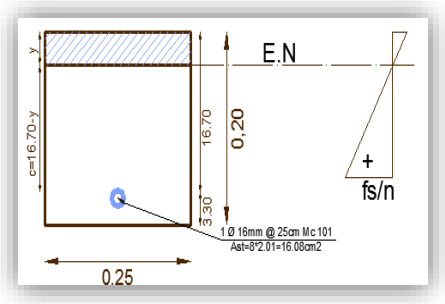
Luego

$$M_s = 2.41\ T - m/m(0.25m) = 0.60\ T - m$$

$$E_s = 200000\ MPa = 2'039400\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 15344\sqrt{f'c} = 15344\sqrt{280} = 256754\frac{kg}{cm^2}$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2'039400\frac{kg}{cm^2}}{256754\frac{kg}{cm^2}} = 8$$



Área de acero transformada:

$$A_{st} = relacion\ modular * area\ de\ acero$$

$$A_{st} = 8 * 2.01\ cm^2 = 16.08\ cm^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$20y * (\frac{y}{2}) = 16.08\ (16.7 - y)$$

$$y = 4.44cm, c = 12.26\ cm$$

Inercia respecto del eje neutro de sección trasformada:

$$I = A_{st} * c^2 + \frac{b * y^3}{3} = 16.08(12.26^2) + \frac{25 * 4.44^3}{3} = 3146.35cm^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_S * c}{I} * n = \frac{0.60 * 10^5 * 12.26}{3146.35} * 8 = 1870.36 \frac{kg}{cm^2}$$

$$\boldsymbol{f_s = 1870.36 \frac{kg}{cm^2} < f_{sa} = 2520 \frac{kg}{cm^2}} \qquad \boldsymbol{OK}$$

8.6.2. Diseño de viga principal interior

A. Pre dimensionamiento viga interior:

Peralte mínimo:

$$h_{min} = 0.070 * L$$

$$h_{min} = 0.070 * 12\ m$$

$$h_{min} = 0.84\ m$$

Tomamos: $h_{min} = 0.85\ m$

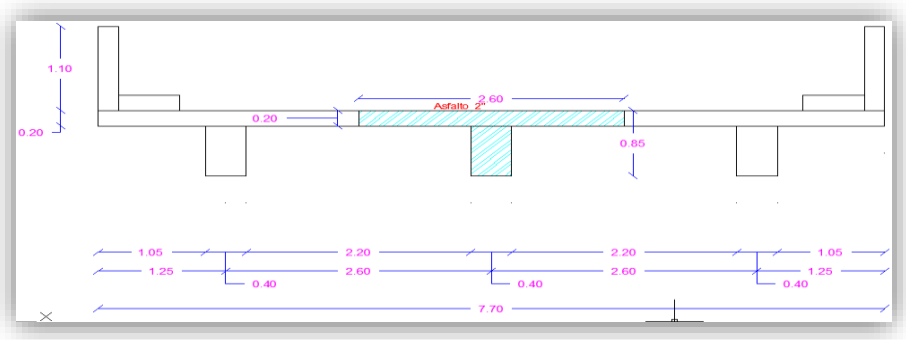


Ilustración 97 Sección típica de viga exterior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

B. Momentos de flexión por cargas (viga interior)

Considerando vigas diafragmas en apoyos y en el centro de luz, tenemos:

Carga muerta (DC)

Cargas distribuidas:

- **Tablero:**

$$\boldsymbol{W_{tablero}} = B * t * \delta = 2.60 * 0.20 * 2.40 = \mathbf{1.352\ T/m}$$

- **Peso propio de la viga:**

$$h = h_{min} - t = 0.85 - 0.20 = 0.65\ m$$

$$W_{peso\ propio} = b * h * 1m * \delta$$

$$\boldsymbol{W_{peso\ propio}} = 0.40m * 0.65m * 1m * 2.4\frac{Ton}{m3} = 0.676T/m$$

$$W_{DC} = 1.352\frac{T}{m} + 0.676\frac{T}{m} = \mathbf{2.028}\frac{\mathbf{T}}{\mathbf{m}} = 2028.00\frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$M_{DC1} = \frac{W_{DC} * (L^2)}{8} = \frac{2.028 * (12^2)}{8} = 36.50\ T - m$$

Cargas puntuales: Colocando tres diafragmas a lo largo de toda la viga, dos en apoyos y uno en el centro se tiene:

$$P_{diaf} = (0.85 - 0.20) * (2.60 - 0.40)(0.25) * 2400 = 929.50\ kg$$

$$M_{DC2} = \frac{P_{diaf} * L}{4} = \frac{0.9295 * 12}{4} = 2.789\ \ T - m$$

Luego $M_{DC} = M_{DC1} + M_{DC2} = 36.50 + 2.789 = 39.289\ T - m$

Carga por superficie de rodadura (dw)

- **Capa de rodadura:**

$$W_{asf2"} = 0.05 * 2250 * 2.40 = 292.50\ \text{kg/m}$$

$$M_{DW} = \frac{W_{DW} * L^2}{8} = \frac{0.2925 * 12^2}{8} = 5.265\ \ T - m$$

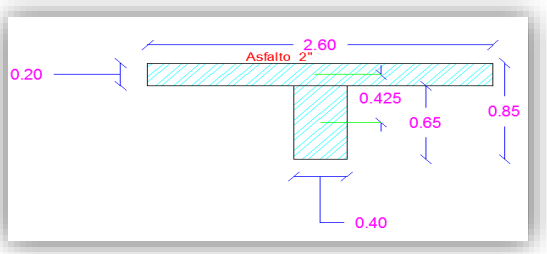
Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM)

Pero para nuestro caso se va a utilizar el vehículo tipo del MOP con las siguientes cargas:

$$M_{LL+IM} = 94.40\ T - m$$

El % de momento g que se distribuye a una viga interior es:

- Caso de un carril:



$$g = 0.06 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.40} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.30} * \left(\frac{k_g}{Lt_s{}^3}\right)^{0.10}$$

$$\boldsymbol{calculo\ de\ \left(\frac{k_g}{Lt_s{}^3}\right)^{0.10}}$$

$$I_{viga} = \frac{40 * \left(65^2\right)}{12} = 14083.33 cm^4$$

$$A_{viga} = 40 * 65 = 2600 cm^2$$

$$e_g = 42.50\ cm$$

$$k_g = n\left(I_{viga} + A_{viga} *\ {e_g}^2\right) = 1\left(14083.33 + 2600 *\ 42.50^2\right) = 4710333.33\ cm^4$$

$$\boldsymbol{luego\ de\ \left(\frac{4710333.33 cm^4}{1200\text{cm} * (20\text{cm})^3}\right)^{0.10} = 0.931}$$

$$g = 0.06 + \left(\frac{2600}{4300}\right)^{0.40} * \left(\frac{2600}{12000}\right)^{0.30} * 0.931 = \mathbf{0.541}$$

- Caso de dos carriles cargados:

$$g = 0.075 + \left(\frac{S}{4300}\right)^{0.60} * \left(\frac{S}{L}\right)^{0.20} * \left(\frac{k_g}{Lt_s{}^3}\right)^{0.10}$$

$$g = 0.075 + \left(\frac{2600}{4300}\right)^{0.60} * \left(\frac{2600}{12000}\right)^{0.20} * 0.931 = \mathbf{0.582} \quad \textit{CRITICO}$$

$$\boldsymbol{M_{LL+IM} = 0.582 * (94.40\ T - m) = 54.941\ T - m}$$

C. Resumen de momentos flectores y criterios LRFD aplicables:

Tabla 141 Resumen de momentos positivos por cargas "vigas"

RESUMEN DE MOMENTOS POSITIVOS POR CARGAS				
CARGA	M(+) T-m	γ		
		Resistencia I	Servicio I	Fatiga
DC	39.289	1,25	1	0
DW	5.265	1,5	1	0
LL+IM	54,941	1,75	1	0,75

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$Resisitencia\ I \Longrightarrow \cup = n[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)]$$

$$Servicio\ I \Longrightarrow \cup = n[1.00DC + 1.00DW + 1.00(LL + IM)]$$

$$Fatiga \Longrightarrow \cup = n[0.75(LL + IM)]$$

D. Calculo de acero principal (diseño como viga T)

Para el estado límite de resistencia I, con $\boldsymbol{n = n_D n_R n_I = 1}$

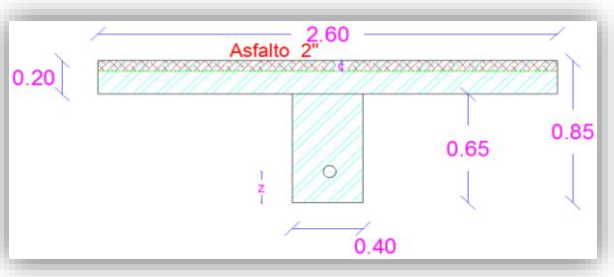
$$\boldsymbol{M_u} = n[1.25DC + 1.50DW + 1.75(LL + IM)]$$

$$\boldsymbol{M_u} = 1[1.25 * (39.289) + 1.50(5.265) + 1.75(54.941)]$$

$$\boldsymbol{M_u = 153.156\ T - m}$$

Según el procedimiento de diseño para vigas T señalado se tiene:

Ancho Efectivo:

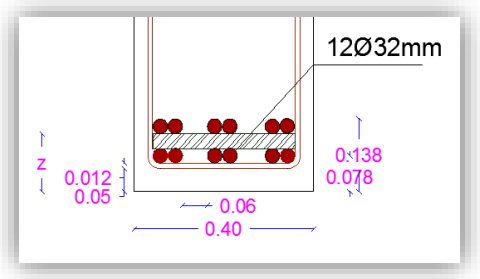


$$B \leq \begin{bmatrix} \frac{L}{4} = \frac{12.00\ m}{4} = 3.00m \\ 12t + b = (12 * 0.20m) + 0.40m = 2.80\ m \\ S = 2.60\ m \end{bmatrix} \rightarrow \boldsymbol{B = 2.60\ m}$$

Suponiendo $c_{asumido}$ = t = 0.20m

$$a = 0.85 * c = 0.85 * (20) = 17cm$$

Se asume **As=12Ø32mm** con la distribución mostrada, estribos de **Ø12mm** y recubrimiento de **r= 5cm:**



Calculamos "z":

$$12 * z = 6 * (7.80cm) + 6(13.80cm)$$

$$\boldsymbol{z = 10.80\ cm}$$

Hallamos: $d = 85cm - 10.80cm = \boldsymbol{74.20\ cm}$

Se realiza el cálculo del As con el "d" calculado:

$$As = \frac{Mu}{0.90 * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{153.156 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(74.20 - \frac{17}{2}\right)} = 61.67\ cm^2$$

$$\rho = \frac{As}{(B * d)} = \frac{61.67}{(260 * 74.20)} = 0.0032$$

Se verificara que el $\boldsymbol{c_{asumido}}$ sea mayor al $\boldsymbol{c_{calculado}}$:

$$\boldsymbol{c_{calculado}} = 1.18\frac{\rho * fy * d}{(0.85 * f'c)} = 1.18\left(\frac{0.0032 * 4200 * 74.20}{0.85 * 280}\right) = \boldsymbol{4.94\ cm < 20cm\ OK}$$

Entonces se diseñará como viga rectangular:

Con el valor de $\boldsymbol{c_{calculado}} = \boldsymbol{4.94\ cm}$

$$hallamos\ un\ nuevo: a = 0.85 * c = 0.85 * (4.94) = 4.19\ cm$$

$$As = \frac{Mu}{0.90 * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{153.156 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(74.20 - \frac{3.56}{2}\right)} =$$

$$= 56.12\ cm^2$$ ***Con 7 Ø 32mm, (As=56.29 cm²) ok***

$$a = \frac{As * 4200}{(0.85 * f'c * B)} = \frac{56.12 * 4200}{(0.85 * 280 * 260)} = 3.81cm$$

As máximo: Una sección no sobre reforzada cumple con $\frac{c}{de} \leq 0.42$ como:

$$c = \frac{a}{\beta 1} = \frac{3.81}{0.85} = 4.48\ cm$$

$$de = 74.30\ cm$$

$$\frac{c}{de} = \frac{4.48}{74.20} = 0.06 < 0.42\ \ \boldsymbol{OK}$$

As mínimo: La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

Caso A

$$\boldsymbol{1.20M_{cr} = 1.20 * fr * S}$$

Siendo: $f_r = 2.01\sqrt{f'c} = 2.01 * \sqrt{280}\ \frac{kg}{cm^2} = 33.63\frac{kg}{cm^2}$

$$S = \frac{Bh^2}{6} = \frac{260*85^2}{6} = 313083.33\ cm^3$$

$$1.20M_{cr} = 1.20 * 33.63\frac{kg}{cm^2} * 313083.33\ cm^3 = \frac{12634791.00}{100000} = \boldsymbol{126.35\ T-m}$$

Caso B

$$\boldsymbol{1.33M_u = 1.33 * (153.156\ T-m) = 203.697\ T-m}$$

El menor valor entre los dos casos es **126.35 T-m** y la cantidad de acero calculado es de **56.12cm²** resiste la siguiente condición:

$$\boldsymbol{M_u = 153.156\ T-m > 126.35\ T-m\ \ OK}$$

Acero de refuerzo es de **7Ø32mm** y estribos de **Ø12mm** y recubrimiento de r= 5cm.

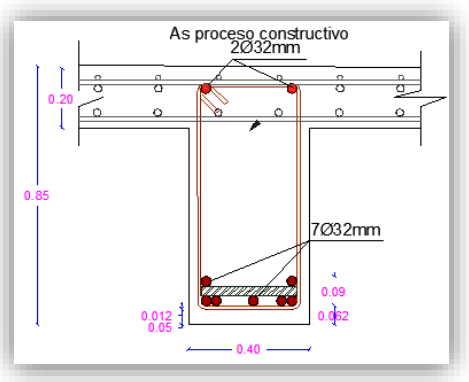


Ilustración 98 Sección de armado de la viga interior a flexión
Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

En el alma de la viga T:

$$A_{stemp} = 0.0018 * Ag\ [MKS, con\ Fy = 4200kg/cm2]$$

$$A_{stemp} = 0.0018 * 40 * (85 - 20) = 4.68\ cm2$$

$$A_{stemp} = \frac{4.68\ cm2}{2} = \mathbf{2.34\ cm2\ /cara}$$

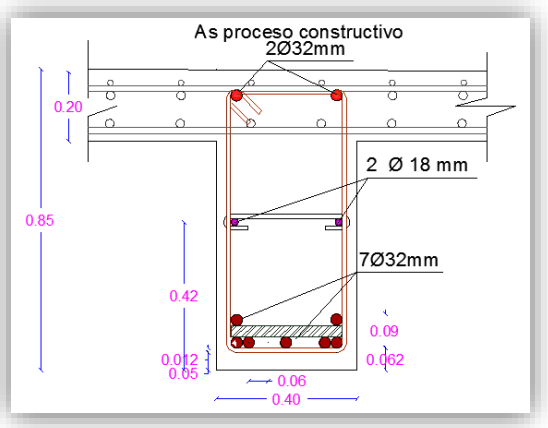


Ilustración 99 Armado final de la viga interior "temperatura"

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Usaremos por cara un acero de temperatura de **2Ø18mm,** con la siguiente consideración:

$$S_{max} = 3 * b = 3 * (40) = 120\ cm$$

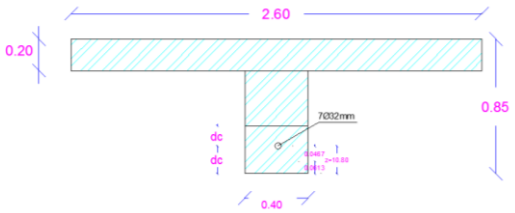
$$S_{max} = \frac{120}{2} = 60\ cm$$

E. <u>Revisión de fisuración por distribución de armadura</u>

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.60 * Fy$$

Para el acero positivo:



$$d_c = recub + Øestribo + \frac{Ø}{2}$$

$$d_c = 5cm\ + 1.13cm + 4.67cm = 10.80\ cm$$

$$A = \frac{2d_c * bw}{n_v} = \frac{2(10.80cm) * 40cm}{7} = 123.42\ cm^2$$

Condición de exposición moderada: $Z = 30000\frac{N}{mm} = \mathbf{30.591}\frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{cm}}$

$$f_{sa} = \frac{30.591\frac{kg}{cm}}{(9.06 * 123.42\ cm^2)^{1/3}} = 2.94\frac{kg}{cm2} \leq 0.60 * Fy$$

$$f_{sa} = 2.94\frac{kg}{cm^2} \leq 0.60 * (4200)$$

$f_{sa} = 2.95\frac{kg}{cm^2} \leq 2.52\frac{kg}{cm^2}$ ***OK*** **Entonces** $f_{sa} = 2.52\frac{kg}{cm2}$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_S * c}{I} * n$$

Para el diseño por estado límite de servicio I, con $n = \boldsymbol{n_D n_R n_I} = \mathbf{1}$

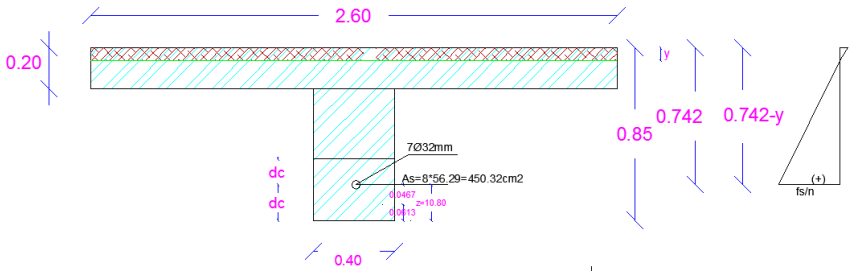
$$M_s = n(1.00 * M_{DC} + 1.00 * M_{Dw} + 1.00 * M_{LL+IM})$$

$$M_s = n(1.00 * 39.289 + 1.00 * 5.265 + 1.00 * 54.941) = 99.495\ T - m$$

$$E_s = 200000\ MPa = 2'039400\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 15344\sqrt{f'c} = 15344\sqrt{280} = 256754\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$n = \frac{2'039400}{256754} = 8$$



Área de acero transformada:

$$A_{st} = relacion\ modular * area\ de\ acero$$

$$A_{st} = 8 * 56.29cm^2 = 450.32cm^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$(260 * y) * \left(\frac{y}{2}\right) = 450.32\ (68.95 - y)$$

$$y = 13.82cm$$

$$c = 68.95 - y = 68.95 - 13.82cm = 55.13\ cm$$

Inercia respecto del eje neutro de sección trasformada:

$$I = A_{st} * c^2 + \frac{B * y^3}{3} = 450.32 * 55.13^2 + \frac{260 * 13.82^3}{3} = 1597423.15\ cm4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_S * c}{I} * n = \frac{99.495 * 10^5 * 55.13}{1597423.15} * 8 = \frac{2477}{1000} = 2.477\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\boldsymbol{f_s = 2.477 < f_{sa} = 2.52} \quad \boldsymbol{OK}$$

F. <u>Fatiga:</u>

<u>Carga De Fatiga:</u> Para el diseño por fatiga con $\boldsymbol{n = n_D n_R n_I = 1}$

$$\boldsymbol{M_{fat} = n(0.75 * M_{LL+IM})}$$

Se calcula con un camión de diseño con una separación de **4.30m** entre los ejes de **8.72 T.**

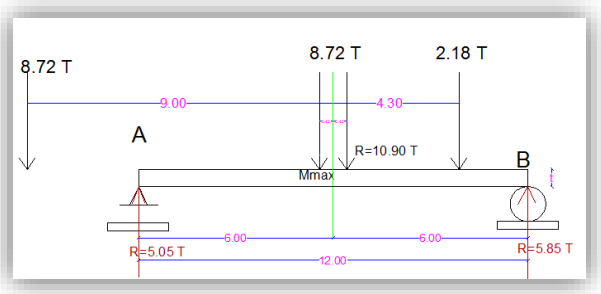


Ilustración 100 Reacción de carga diseño del camión

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$M_{LL} = 5.05\ T * (6 - 0.42) = \boldsymbol{28.18\ T - m}$$

Considerando la distribución **"g"** de sobrecarga para **un solo carril,** y eliminando el factor de presencia múltiple de 1.2, se tiene:

$$g_{fat} = \frac{0.541}{1.2} = 0.45$$

$$M_{LL} = 28.18\ T - m * 0.451 = 12.704\ T - m$$

Luego, para el diseño por fatiga con IM=0.15

$$M_{fat} = 1.00(0.75 * 1.15 * 12.704\ T - m) = 10.957\ T - m$$

Sección fisurada:

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no mayoradas más 1.5 veces la carga de fatiga, da por resultado una tensión de tracción mayor que $0.80\sqrt{f'c}$.

Esfuerzo debido a cargas permanentes no mayoradas más 1.5 veces la carga de fatiga en una viga interior:

$$M'_{fat} = 1.00M_{DC} + 1.00M_{DW} + 1.50M_{fat}$$

$$M'_{fat} = 1.00 * 39.289 + 1.00 * 5.565 + 1.50 * 10.957 = 61.289\ T - m$$

$$f_{tracc} = 0.80\sqrt{f'c} = 0.80 * \sqrt{280} = 13.39\frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{fat} = \frac{M_{fat}}{S} = \frac{61.289 * 10^5 kg - cm}{313083.33\ cm3} = 19.576\frac{kg}{cm^2}$$

Como $f_{fat} = 19.576 > f_{tracc} = 13.39$ **OK**.

Verificación de esfuerzos: Esfuerzo en el refuerzo debido a la carga viva:

Con **As = 7 Ø 32mm = 56.29cm²**

$$j * d = d - \frac{y}{3} = 68.95 - \frac{13.82}{3} = 64.34\ cm$$

$$f_{LL} = \frac{M_{fat}}{As\ (j * d)} = \frac{10.957 * 10^5}{56.29 * 64.34} = 302.54\frac{kg}{cm^2}$$

Rango máximo de esfuerzo

El esfuerzo mínimo es el esfuerzo por carga viva mínimo combinado con el esfuerzo por carga permanente.

El momento por carga muerta para la viga interior es:

$$M_{DL} = M_{DC} + M_{DW} = 39.289\ T-m + 5.565\ T-m = 44.854\ T-m$$

El esfuerzo por carga permanente es:

$$f_{DL} = \frac{M_{DL}}{As * (j * d)} = \frac{44.854 * 10^5}{(56.29 * 64.34)} = 1238.47\,\frac{kg}{cm^2}$$

Por ser viga simplemente apoyada, el esfuerzo por carga viva mínimo es cero.

Luego, el esfuerzo mínimo es:

$$f_{min} = 0 + 1238.47\,\frac{kg}{cm^2} = 1238.47\,\frac{kg}{cm^2}$$

El esfuerzo máximo es el esfuerzo por carga viva máximo combinado con el esfuerzo por cargas permanentes:

$$f_{max} = (302.54 + 1238.47)\,\frac{kg}{cm^2} = 1541.02\,\frac{kg}{cm^2}$$

El rango de esfuerzos es: $f = f_{max} - f_{min} = (1541.02 - 1238.47)\,\frac{kg}{cm2} = 302.54\,\frac{kg}{cm2}$

El rango límite es: $f = 1479 - 0.33 * f_{min} + 561 * \frac{r}{h}$ >>>>>>>>>con $\frac{r}{h} = 0.30$

$$f_{limite} = 1479 - 0.33(1238.47) + 561(0.30) = 1238.60\,\frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{limite} = 1238.60\,\frac{kg}{cm2} > f_{LL} = 268.72\,\frac{kg}{cm2} \qquad \textbf{\textit{OK}}$$

G. <u>Diseño por corte (viga interior).</u>

Sección critica por corte cerca del apoyo extremo: de acuerdo a lo especificado anteriormente, cuando la reacción en dirección del corte aplicado introduce compresión en la región extrema, la sección critica por corte se localiza con el mayor valor de $0.50 d_v cot\vartheta \ \ o \ \ d_v$, desde la cara interna del apoyo.

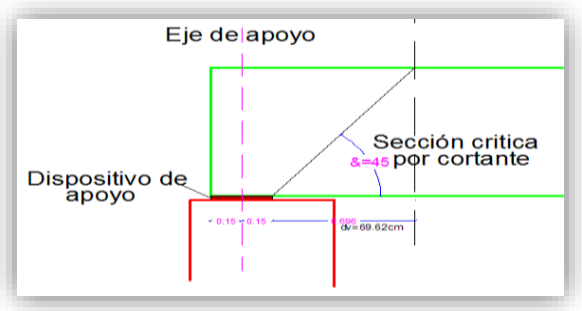


Ilustración 101 Sección critica de corte de la viga interior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Determinación del peralte efectivo por corte:

$$\vartheta = 45\ Grados\ (procedimiento\ simplicado)$$

$$d_v = peralte\ de\ corte\ efectivo: d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 68.95 - \frac{3.81}{2} = \mathbf{67.05\ cm}$$

No menor que el mayor valor de:

$$0.90 * d_c = 0.90 * 67.05cm = 60.34\ cm$$

$$0.72 * h = 0.72 * 85m = 61.2\ cm$$

$$0.72 * h = 61.2\ cm\ y\ \ 0.90 * d_c = 60.34\ cm < 67.06\ cm\ \mathbf{OK}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

$$0.15m + 0.6706\ m = 0.819\ m$$

A la distancia de 0.819m:

Carga muerta (DC): $CON:\ W_{DC} = 2028.00\frac{kg}{m}\ y\ P_{diaf} = 929.50\ kg$

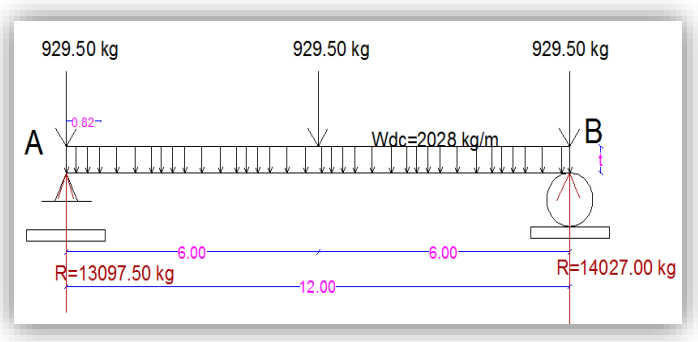


Ilustración 102 Reacción de carga muerta viga interior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$V_{DC} = (14027.00 - 929.50)kg - 0.819m * 2028\frac{kg}{m} = 11436.57\ kg$$

Superficie De Rodadura (DW): $CON:\ W_{DW} = 292.50\frac{Kg}{m}$

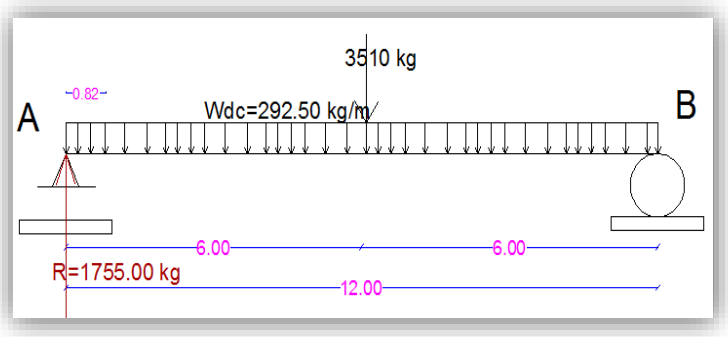


Ilustración 103 Reacción de carga de superficie de rodadura de viga interior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$V_{DC} = 1755.00 - 0.819m(29$$

$$2.50)\frac{kg}{m}$$

$$V_{DC} = 1515.44\ kg$$

Carga viva (LL)

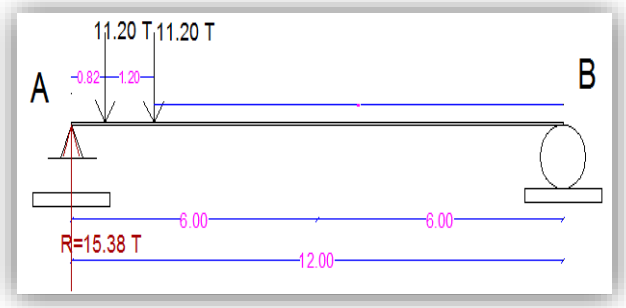
Camión de diseño:

$$V = 14.99\,T$$

Ilustración 104 Reacción de carga de camión de diseño de viga interior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tandem:

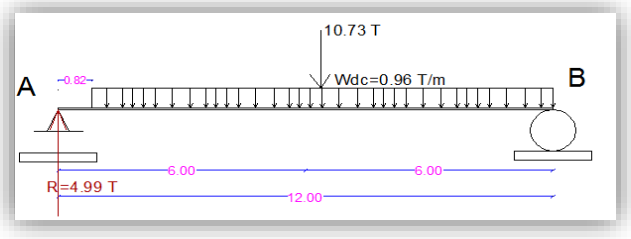


$$V = 15.38\,T$$

Ilustración 105 Reacción de carga de tándem de viga interior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Carga de carril:



$$V = 4.99\,T$$

Ilustración 106 Reacción de carga de carril de viga interior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Luego $V_{LL+IM} = 14.99\,T(1.33) + 4.99\,T = 24.93\,T$

Distribución en viga interior

Caso de un carril cargado:

$$g = 0.36 + \frac{S}{7600} = 0.36 + \frac{2600}{7600} = \mathbf{0.702}$$

Caso de dos carriles cargados:

$$g = 0.20 + \frac{S}{3600} - \left(\frac{S}{10700}\right)^2 = 0.20 + \frac{2600}{3600} - \left(\frac{2600}{10700}\right)^2 = \mathbf{0.864}$$ Critico

Siendo el crítico $g = 0.864$

Luego $V_{LL+IM} = 0.864(24.93\ T) = 21.54\ T = \mathbf{21536.67kg}$

Para el diseño por estado límite de resistencia I, con $\boldsymbol{n = n_D n_R n_I = 1}$

$$V_u = n(1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{LL+IM})$$

$$V_u = n(1.25 * 11436.57 + 1.50 * 1515.44 + 1.75 * 21536.67) = \mathbf{54258.05\ kg}$$

Cortante actuante:

$$V_u = 54258.05\ kg = 54.26\ T$$

Cortante resistente:

$$V_r = ØV_n ==>\ Ø = 0.90$$

Siendo $V_n$el menor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p;\quad V_p = 0\quad componente\ de\ fuerza\ pretensado$$

Dónde:

Cortante resistente concreto

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} * (d_v * b_v)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280} * (66.89 * 40) = \mathbf{23728.82\ kg = 23.73\ T}$$

Cortante resistente acero:

$$V_s = \frac{A_v * fy * d_v * (cos\,\theta + cos\alpha)sen\alpha}{s}; con\ \theta = 45^\circ\ y\ \alpha = 90^\circ, quedando\ asi:$$

$$V_s = \frac{A_v * fy * d_v}{s}$$

Se propone estribos de **As= Ø12mm** espaciados a **cada s=15** cm, Luego:

$$V_s = \frac{A_v * fy * d_v}{s} = \frac{(1.13 * 2) * 4200 * 66.89}{15} = \mathbf{42327.99\ kg = 42.33\ T}$$

Cortante nominal resistente:

El valor meno valor de

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 25796.97 + 42327.99 + 0 = \mathbf{68124.96kg = 68.12\ T}$$

$$V_n = 0.25 * f'c * d_v * b_v + V_p = 0.25 * 280 * 40 * 66.89 + 0 = \mathbf{187292.00\ kg = 187.29\ T}$$

$$Luego: V_n = 68124.96kg = 68.12\ T$$

Cortante resistente total

$$V_r = ØV_n = 0.90 * (68124.96\ kg) = 61312.46Kg = 61.31\ T$$

$$V_r = 61312.46\ Kg > V_u = 54258.05\ kg \quad \mathbf{OK}$$

Refuerzo transversal mínimo:

$$A_v \geq 0.27 * \sqrt{f'c} * \frac{b_v * s}{fy}$$

$$A_v \geq 0.27 * \sqrt{280} * \frac{40 * 15}{4200} = 0.65\ cm^2$$

$$A_v = 0.65\ cm^2 < 2.58\ cm^2 \quad \mathbf{OK}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$V_u = \frac{V_u - \acute{O}V_p}{\acute{O} * b_v * d_v} = \frac{54258.05\ kg}{0.90 * 40 * 66.89} = 22.53 \frac{kg}{cm^2}$$

Chequeo: Si $V_u < 0.125 * f'c$ y $s_{max} = 0.80 * d_v \leq 0.60\ cm$

$$V_u < 0.125 * 280$$

$$22.53 \frac{kg}{cm^2} < 35 \frac{kg}{cm^2} \qquad \boldsymbol{OK}$$

$$s_{max} = 0.80 * d_v = 0.80 * 66.89 = 53.51\ cm$$

$$\text{s} = 15\text{cm} < 53.51\text{cm} \qquad \boldsymbol{OK}$$

Luego a una distancia de 0.819 del apoyo (sección critica por cortante usaremos **estribos Ó 12mm @ 0.15m.**

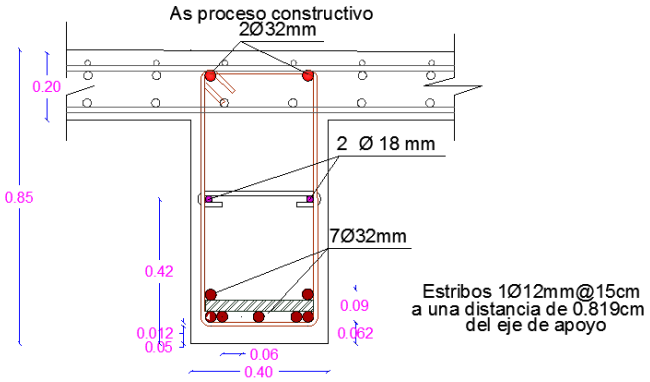


Ilustración 107 Armado final de la viga Interior a corte

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

8.6.3. Diseño de viga principal exterior

A. Momentos de flexión por cargas

Carga muerta (DC)

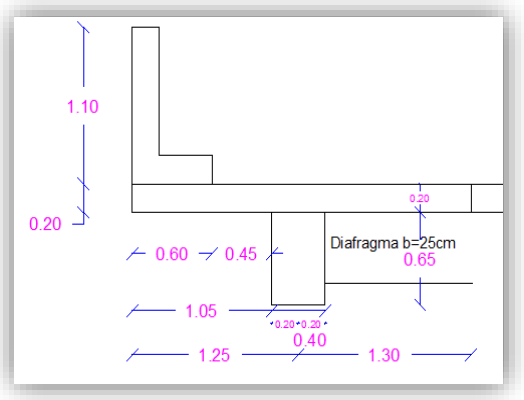


Ilustración 108 Sección de viga exterior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Cargas distribuidas:

$$W_{losa} = 0.20 * 2.55 * 2600 = 1326.00 \frac{kg}{m}$$

$$W_{viga} = 0.65 * 0.40 * 2600 = 676.00 \frac{kg}{m}$$

$$W_{acera} = 1 * 0.20 * 0.60 * 2600 = 312.00 \frac{kg}{m}$$

$$W_{barandas} = 150 \frac{kg}{m}$$

$$\text{Total } W_{DC} = 2464.00 \frac{kg}{m}$$

$$M_{DCI} = \frac{W_{DC} * L^2}{8} = \frac{2.464 * 12^2}{8} = \mathbf{44.35\ T-m}$$

Cargas puntuales: Considerando vigas diafragmas en apoyos y en el centro de la luz, tenemos:

$$P_{diaf} = (0.85 - 0.20 - 0.15) * (1.30 - 0.20) * (0.25) * 2600 = \mathbf{357.50\ kg}$$

$$M_{DC2} = \frac{P_{diaf} * L}{4} = \frac{0.36 * 12}{4} = 1.07\ T - m$$

Luego $M_{DC} = M_{DCI} + M_{DC2} = 44.35 + 1.07 = \mathbf{45.42\ T - m}$

Carga por superficie de rodadura

$$W_{asf2"} = 0.05 * 1.95 * 2250 = \mathbf{219.38\ \frac{kg}{cm}}$$

$$M_{DC2} = \frac{W_{asf} * L^2}{8} = \frac{0.219 * 12^2}{8} = \mathbf{3.95\ T - m}$$

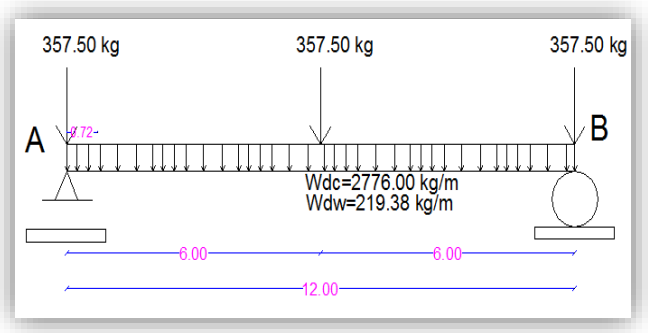


Ilustración 109 Viga interior con cargas

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Carga viva LL

Pero para nuestro caso se va a utilizar el vehículo tipo del MOP con las siguientes cargas:

$$\boldsymbol{M_{LL+IM} = 94.40\ T - m}$$

El % de momento g que se distribuye a una viga exterior es:

a. Ley de momentos (regla de la palanca, caso un carril de diseño cargado.

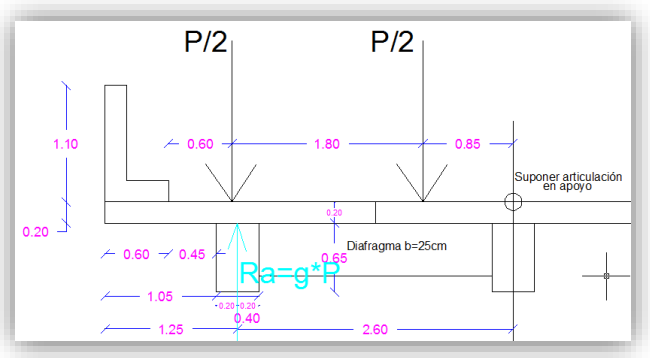


Ilustración 110 Carril cargado

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$R_A = \left(\frac{2.65}{2.60} + \frac{0.85}{2.60}\right) * \left(\frac{P}{2}\right) = 0.67\ P$$

Luego g=0.50, factor a ser usado en el diseño por fatiga al no estar afectado por el factor de presencia múltiple.

Para los estados límites de resistencia y servicio, incluye factor de presencia múltiple m=1.2:

$$g = 0{,}50 * (1.2) = 0.60$$

b. Caso dos o más carriles de diseño cargados:

$$g = e * (g_{int})$$

Dónde:

$d_{c=}$ $distancia\ desde\ el\ eje\ central\ de\ la\ viga\ exterior\ a\ la\ cara\ interior\ de\ la\ barrera = 650mm = 0.65m$

$$e = 0.77 + \left(\frac{d_c}{2800}\right) = 0.77 + \left(\frac{650}{2800}\right) = 1.00$$

$$g_{int} = 0.582\ ver\ disenno\ de\ viga\ interior\ (critico)$$

Luego: $g = 1.00 * (0.582) = 0{,}582$

c. Caso puentes de viga y losa con diafragmas rígidamente conectados

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2}$$

i. Un carril cargado:

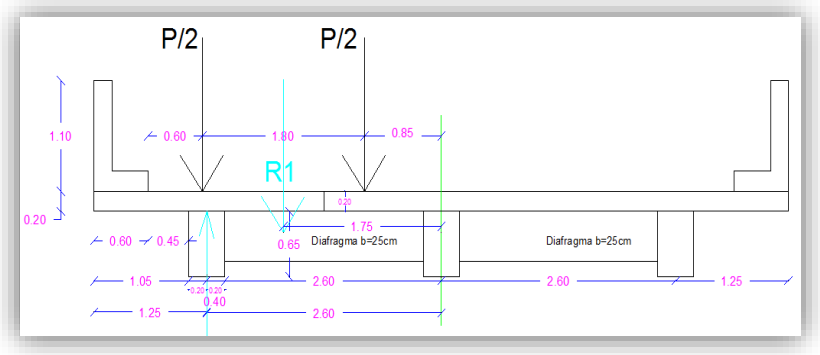


Ilustración 111 Un carril cargado

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Con: R = reacción sobre la viga exterior en términos de carril (ancho=4.55m)

N= número de carriles cargados = 1

N_L = número de vigas = 3

e = excentricidad del camión de diseño o carga de carril respecto del centro de gravedad del conjunto de vigas = 3.05m.

Xext= distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta la viga exterior = 3.90m

x = distancia horizontal desde el centro de gravedad del conjunto de vigas hasta cada viga

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2} = \frac{1}{3} + \frac{2.60m * (1.75m)}{2 * [(2.60m)^2 + (0\ m)^2]} = 0.67$$

Con el factor presente múltiple, m=1.2:

$$g = R = 1.20 * (0.67) = \mathbf{0.80}\ \textbf{Critico}$$

ii. Dos carriles cargados:

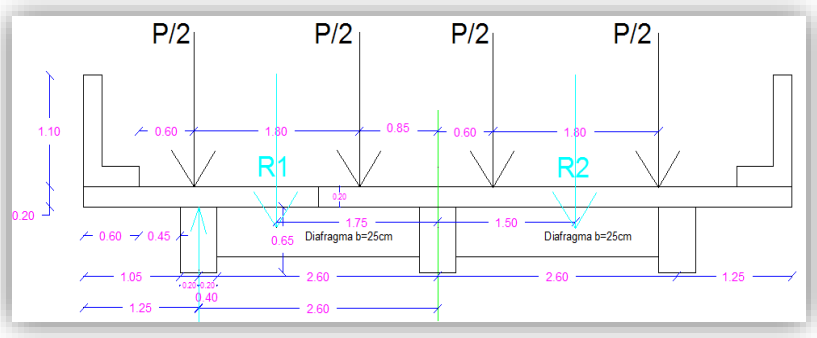


Ilustración 112 Dos carriles cargados

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$R = \frac{N_L}{N_b} + \frac{X_{ext} \sum e}{\sum x^2} = \frac{2}{3} + \frac{2.60 * (1.75m - 1.50m)}{2 * [(0m)^2 + (0m)^2]} = 0.71$$

Con el factor de presencia múltiple m=1.00

$$71 = R = 1.00 * (0.71) = \mathbf{0,71}$$

d. De los casos a, b y c, seleccionamos para el estado límite de resistencia el factor de distribución de momento **g=0.80 critico.**

$$M_{LL+IM} = 0.80 * (94.40)T - m = \mathbf{75.52\ T - m}$$

B. Momento de diseño Para el estado límite de resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

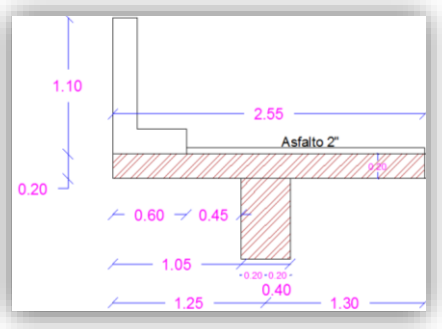
$$M_u = n(1.25M_{DC} + 1.50M_{DW} + 1.75M_{LL+IM})$$

$$M_u = 1((1.25 * 45.42) + 1.50 * (3.95) + 1.75 * (75.52))$$

$$\mathbf{M_u = 194.86\ T - m}$$

Según el procedimiento de diseño para vigas T señalado en el apéndice III-B se tiene:

Ancho Efectivo:

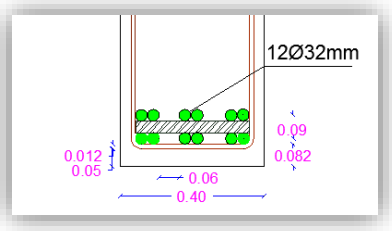


$$B \leq \begin{bmatrix} \frac{L}{4} = \frac{12.00\ m}{4} = 3.00m \\ 12t + b = (12 * 0.20m) + 0.40m = 2.80\ m \\ B = 2.55\ m \end{bmatrix} \rightarrow \boldsymbol{B = 2.55\ m}$$

Suponiendo c=t=0.20m

$$a = 0.85 * c = 0.85 * (20) = 17cm$$

Se asume **As=12Ø32mm** con la distribución mostrada, estribos de **Ø12mm** y recubrimiento de **r= 5cm:**



Calculamos "z":

$$12 * z = 6 * (7.80cm) + 6(13.80cm)$$

$$z = 10.80\ cm$$

Hallamos: $dc = 85cm - 10.80cm = \mathbf{74.20}\ cm$

$$As = \frac{Mu}{0.90 * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{194.86 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(74.20 - \frac{17}{2}\right)} = 78.46\ cm^2$$

$$\rho = \frac{As}{(B * d)} = \frac{78.46}{(255 * 74.20)} = 0.00408$$

$$c = 1.18\frac{\rho * fy * d}{(0.85 * f'c)} = 1.18\left(\frac{0.00408 * 4200 * 74.20}{0.85 * 280}\right) = \mathbf{6.30 < 20cm\ OK}$$

Entonces se diseñará como viga rectangular:

Con el valor de $c_{calculado} = 6.31\ cm$

$$hallamos\ un\ nuevo: a = 0.85 * c = 0.85 * (6.31) = 5.36cm$$

$$As = \frac{Mu}{0.90*fy*\left(d-\frac{a}{2}\right)} = \frac{194.86*10^5}{0.90*4200*\left(74.30-\frac{5.36}{2}\right)} = 71.98\ cm^2$$ *(Con 9 Ø32mm, As=72.38 cm²) ok*

$$a = \frac{As * 4200}{(0.85 * f'c * B)} = \frac{71.98 * 4200}{(0.85 * 280 * 255)} = 5.00\ cm$$

As máximo: Una sección no sobre reforzada cumple con $\frac{c}{de} \leq 0.42$ como:

$$c = \frac{a}{\beta 1} = \frac{5.00}{0.85} = 5.88\ cm$$

$$de = 74.20\ cm$$

$$\frac{c}{de} = \frac{5.88}{74.20} = 0.079 < 0.42\ \ \mathbf{OK}$$

As mínimo: La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

Caso A

$$\mathbf{1.20M_{cr} = 1.20 * fr * S}$$

Siendo: $f_r = 2.01\sqrt{f'c} = 2.01 * \sqrt{280}\ \frac{kg}{cm^2} = 33.63\frac{kg}{cm^2}$

$$S = \frac{Bh^2}{6} = \frac{255*85^2}{6} = 307062.50\ cm^3$$

$$1.20M_{cr} = 1.20 * 33.63\frac{kg}{cm^2} * 3307062.50\ cm^3 = \frac{12391814.25}{100000} = \mathbf{123.92\ T-m}$$

Caso B

$$1.33M_u = 1.33 * (201.89\ T-m) = \mathbf{268.51\ T-m}$$

El menor valor entre los dos casos es **123.92 T-m** y la cantidad de acero calculado es de **As= 74.78 cm²** resiste la siguiente condición:

$$\boldsymbol{M_u = 194.86\,T-m > 123.90\,T-m \quad OK}$$

Usar acero de refuerzo de **9Ø32mm** y estribos de **Ø12mm** y recubrimiento de r= 5cm.

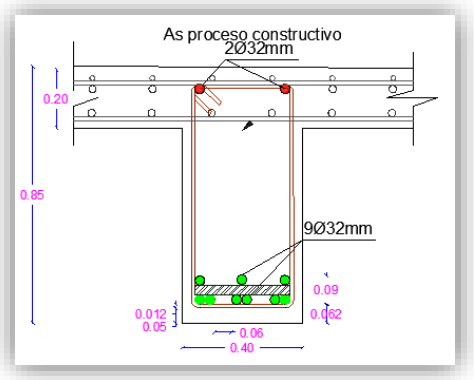


Ilustración 113 Armado de la viga interior a flexión

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

En caso de la viga T:

$$A_{stemp} = 0.0018 * Ag\ [MKS, con\ Fy = 4200kg/cm2]$$

$$A_{stemp} = 0.0018 * 40 * (85 - 20) = 4.68\ cm2$$

$$A_{stemp} = \frac{4.68\ cm2}{2} = \boldsymbol{2.34\ cm2\ /cara}$$

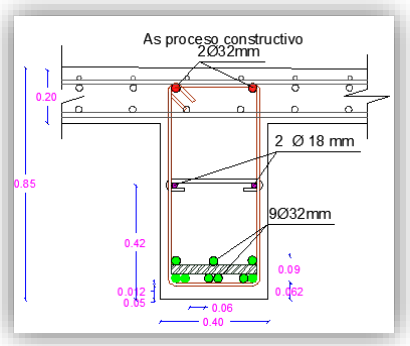


Ilustración 114 Armado de la viga interior "temperatura"

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Usaremos por cara un acero de temperatura de **2Ø18mm,** con la siguiente consideración:

$$S_{max} = 3 * b = 3 * (40) = 120\ cm$$

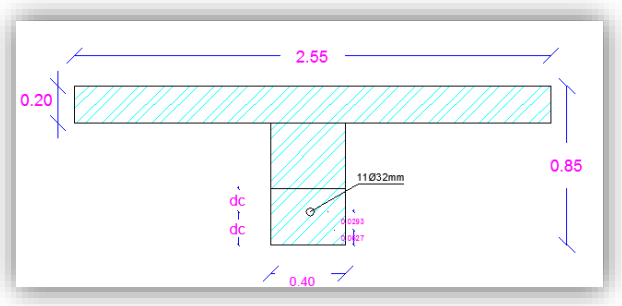
$$S_{max} = \frac{120}{2} = 60\ cm > 42cm \quad \textbf{\textit{OK}}$$

C. Revisión de fisuración por distribución de armadura

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.60 * Fy$$

Para el acero positivo:



$$d_c = recub + Øestribo + \frac{Ø}{2}$$

$$d_c = 5cm\ + 1.13cm + 4.67cm = 10.80\ cm$$

$$A = \frac{2d_c * bw}{n_v} = \frac{2(10.80cm) * 40cm}{9} = 96\ cm^2$$

Condición de exposición moderada: $Z = 30000 \frac{N}{mm} = \mathbf{30.591} \frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{cm}}$

$$f_{sa} = \frac{30.591 \frac{kg}{cm}}{(10.80 * 96\ cm^2)^{1/3}} = 3.02 \frac{kg}{cm2} \leq 0.60 * Fy$$

$$f_{sa} = 3.02 \frac{kg}{cm^2} \leq 0.60 * (4200)$$

$f_{sa} = 3.02 \frac{kg}{cm^2} \leq 2.52 \frac{kg}{cm^2}$ ***OK*** **Entonces** $f_{sa} = 2.52 \frac{kg}{cm2}$

D. Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_S * c}{I} * n$$

Para el diseño por estado límite de servicio I, con $n = \boldsymbol{n_D n_R n_I} = \mathbf{1}$

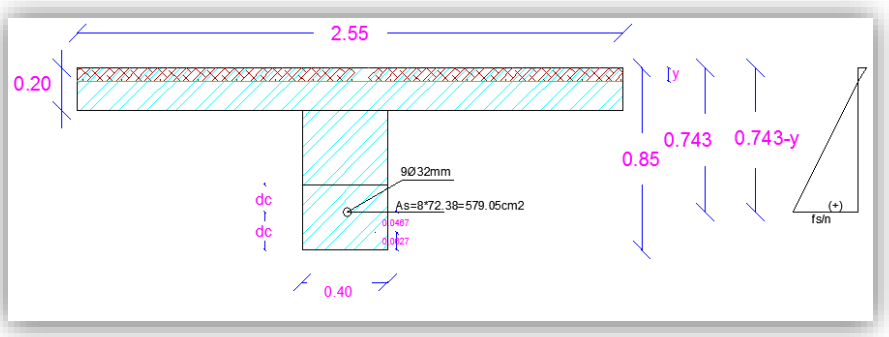
$$M_s = n(1.00 * M_{DC} + 1.00 * M_{Dw} + 1.00 * M_{LL+IM})$$

$$M_s = n(1.00 * 45.42 + 1.00 * 3.95 + 1.00 * 75.52) = 124.89\ T - m$$

$$E_s = 200000\ MPa = 2'039400\ \frac{kg}{cm2}$$

$$E_c = 15344\sqrt{f'c} = 15344\sqrt{280} = 256754\ \frac{kg}{cm2}$$

$$n = \frac{2'039400}{256754} = 8$$



Área de acero transformada:

$$A_{st} = relacion\ modular * area\ de\ acero$$

$$A_{st} = 8 * 72.38cm^2 = 579.04\ cm^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$(255 * y) * \left(\frac{y}{2}\right) = 579.04\ (74.20 - y)$$

$$y = 14.52cm$$

$$c = 74.20 - y = 74.20 - 14.52cm = 57.55\ cm$$

Inercia respecto del eje neutro de sección trasformada:

$$I = A_{st} * c^2 + \frac{B * y^3}{3} = 622.00 * 57.55^2 + \frac{255 * 16.75^3}{3} = 2459516.414\ cm4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_S * c}{I} * n = \frac{124.89 * 10^5 * 57.55}{2459516.414} * 8 = \frac{2337.83}{1000} = 2.34\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\boldsymbol{f_s = 2.34 < f_{sa} = 2.52 \quad OK}$$

E. <u>Fatiga:</u>

<u>Carga De Fatiga:</u> Para el diseño por fatiga con $\boldsymbol{n = n_D n_R n_I = 1}$

$$\boldsymbol{M_{fat} = n(0.75 * M_{LL+IM})}$$

Se calcula con un camión de diseño con una separación de 4.30m entre los ejes de 8.72 T.

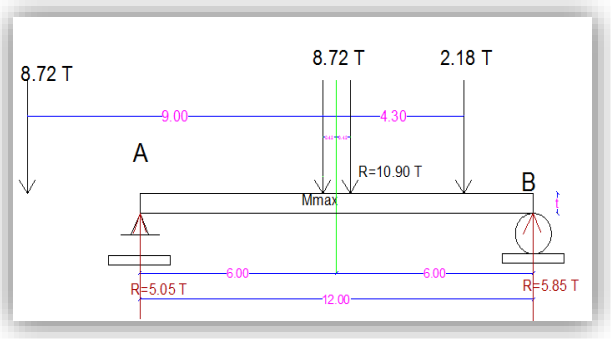


Ilustración 115 Reacción de carga de camión

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$M_{LL} = 5.05\ T * (6 - 0.42) = \boldsymbol{28.18\ T - m}$$

Considerando la distribución g de sobrecarga para **un solo carril**, y eliminando el factor de presencia múltiple de 1.2 (Art. 3.6.1.1.2), se tiene:

$$g_{fat} = \frac{0.541}{1.2} = 0.45$$

$$M_{LL} = 28.18\,T - m * 0.45 = 12.70\,T - m$$

Luego, para el diseño por fatiga con IM=0.15

$$M_{fat} = 1.00(0.75 * 1.15 * 12.70\,T - m) = 10.95\,T - m$$

Sección fisurada:

Se utiliza la sección fisurada si la suma de esfuerzos debido a cargas permanentes no mayoradas más 1.5 veces la carga de fatiga, da por resultado una tensión de tracción mayor que $0.80\sqrt{f'c}$.

Esfuerzo debido a cargas permanentes no mayoradas más 1.5 veces la carga de fatiga en una viga interior:

$$M'_{fat} = 1.00M_{DC} + 1.00M_{DW} + 1.50M_{fat}$$

$$M'_{fat} = 1.00 * 51.04 + 1.00 * 3.95 + 1.50 * 10.95 = 71.42\,T - m$$

$$f_{tracc} = 0.80\sqrt{f'c} = 0.80 * \sqrt{280} = 13.39\frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{fat} = \frac{M_{fat}}{S} = \frac{71.42 * 10^5\ kg - cm}{307062.50\ cm^3} = 23.26\frac{kg}{cm^2}$$

Como $f_{fat} = 23.26 >\ f_{fat} = 13.39$ ***OK***

Verificación de esfuerzos

Esfuerzo en el refuerzo debido a la carga viva:

Con **As = 9 Ø 32mm = 72.38 cm²**

$$j * d = d - \frac{y}{3} = 74.20 - \frac{14.52}{3} = 68.72\ cm$$

$$f_{LL} = \frac{M_{fat}}{As\ (j * d)} = \frac{10.95 * 10^5}{72.38 * 68.72} = 204.94\frac{kg}{cm2}$$

Rango máximo de esfuerzo

El esfuerzo mínimo es el esfuerzo por carga viva mínimo combinado con el esfuerzo por carga permanente.

El momento por carga muerta para la viga interior es:

$$M_{DL} = M_{DC} + M_{DW} = 51.04\ T-m + 3.95\ T-m = 54.99\ T-m$$

El esfuerzo por carga permanente es:

$$f_{DL} = \frac{M_{DL}}{As * (j * d)} = \frac{54.99 * 10^5}{(77.75 * 68.72)} = \mathbf{1029.20}\frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{cm^2}}$$

Por ser viga simplemente apoyada, el esfuerzo por carga viva mínimo es cero.

Luego, el esfuerzo mínimo es:

$$f_{min} = 0 + 1029.20\frac{kg}{cm^2} = \mathbf{1029.20}\frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{cm^2}}$$

El esfuerzo máximo es el esfuerzo por carga viva máximo combinado con el esfuerzo por cargas permanentes:

$$f_{max} = (204.94 + 1029.20)\frac{kg}{cm2} = \mathbf{824.26}\frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{cm^2}}$$

El rango de esfuerzos es: $f = f_{max} - f_{min} = (1029.20 - 824.26)\frac{kg}{cm^2} = \mathbf{204.94}\frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{cm^2}}$

El rango límite es: $f = 1479 - 0.33 * f_{min} + 561 * \frac{r}{h}$ con $\frac{r}{h} = 0.30$

$$f_{limite} = 1479 - 0.33(1029.20) + 561(0.30) = \mathbf{1307.66}\frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{cm^2}}$$

$$f_{limite} = 1307.66\frac{kg}{cm^2} > f = 204.94\frac{kg}{cm^2} \quad \boldsymbol{OK}$$

F. Diseño Por Corte (viga exterior)

La sección crítica por corte por simplicidad la tomaremos al igual que el caso de la **viga interior,** a una distancia de 0.819m del eje del apoyo.

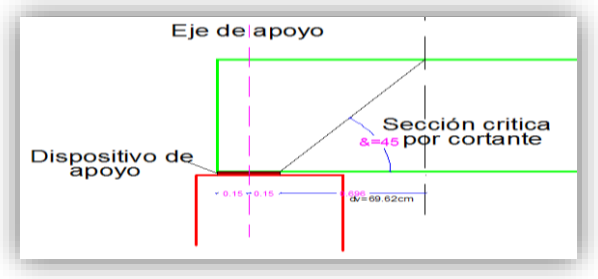


Ilustración 116 Sección critica a corte de viga exterior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Determinación del peralte efectivo por corte

$$\vartheta = 45\ Grados\ (procedimiento\ simplicado)$$

$$d_v = peralte\ de\ corte\ efectivo: d_e - \frac{a}{2}$$

$$d_v = d_e - \frac{a}{2} = 74.30 - \frac{5.18}{2} = \mathbf{71.71\ cm}$$

No menor que el mayor valor de:

$$0.90 * d_c = 0.90 * 74.30cm = 66.87\ cm$$

$$0.72 * h = 0.72 * 85m = 61.2\ cm$$

$$0.72 * h = 61.2\ cm\ y\ \ 0.90 * d_c = 66.87\ cm < 71.71\ cm \quad \boldsymbol{OK}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

$$0.15m + 0.7171m = 0.867\ m$$

A la distancia de 0.819m:

Carga muerta (DC): Con $W_{Dc} = 2776.00 \frac{kg}{m}$ y $P_{diaf} = 357.50\ kg$

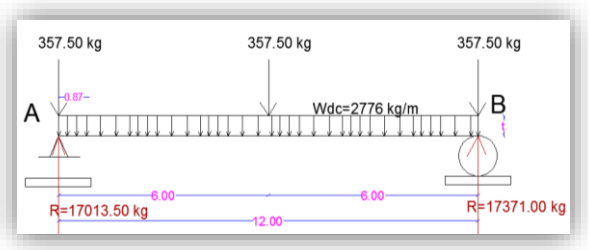


Ilustración 117 Reacción de carga muerta viga exterior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$V_{Dc} = (17013.50 - 357.50)kg - 0.867m * 2776 \frac{kg}{m} = 14249.21\ kg$$

Superficie de rodadura (DW): Con $W_{Dc} = 219.38 \frac{kg}{m}$

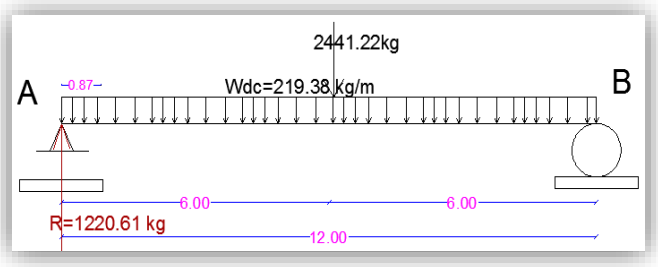


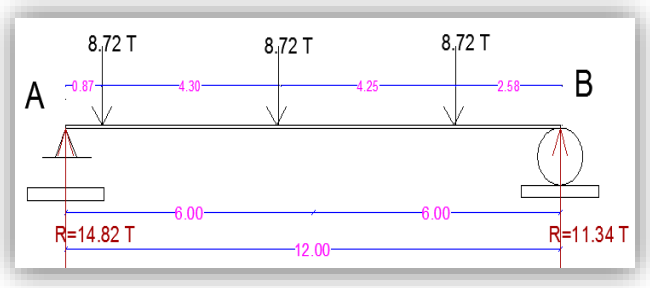
Ilustración 118 Reacción de carga de superficie de rodadura de viga exterior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$V_{Dc} = 1220.61kg - 0.867m * 219.38 \frac{kg}{m} = 1030.41\ kg$$

Carga viva (LL)

Camión de diseño:

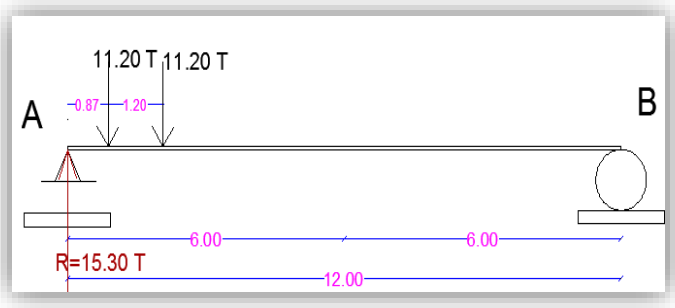


$V = 14.82\ T$

Ilustración 119 Reacción de carga de camión de diseño de viga exterior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tándem

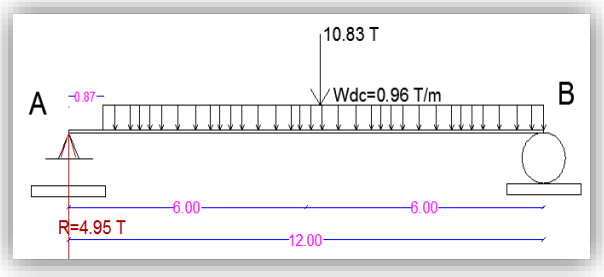


$V = 15.30\ T$

Ilustración 120 Reacción de carga de tándem de viga exterior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Carga de carril



$V = 4.95\ T$

Ilustración 121 Reacción de carga de carril de viga exterior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Luego $V_{LL+IM} = 14.82T(1.33) + 4.95\ T = 24.66\ T$

El % de cortante g que se distribuye a una viga esteior es: de los casos a, b y c anteriormente calculados, seleccionamos para el estado límite de resistencia el factor de distribución de momento g=0.80

$$V_{LL+IM} = 0.80 * (24.66)T - m = 19.73\ T - m$$

Para el diseño por estado límite de resistencia I

$$\boldsymbol{n = n_D n_R n_I = 1}$$

$$V_u = n(1.25V_{DC} + 1.50V_{DW} + 1.75V_{LL+IM})$$

$$V_u = 1(1.25 * 14.79) + 1.50 * (1.04) + 1.75 * (19.73)) = \boldsymbol{54575.00\ kg}$$

Cortante actuante:

$$V_u = 54575.00\ kg = 54.57\ T$$

Cortante resistente:

$$V_r = ØV_n ==>\ Ø = 0.90$$

Siendo $V_n$el menor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p; \qquad V_p = 0 \quad componente\ de\ fuerza\ pretensado$$

Dónde:

Cortante resistente concreto

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} * (d_v * b_v)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280} * (71.71 * 40) = \boldsymbol{25438.68\ kg = 25.44\ T}$$

Cortante resistente acero:

$$V_s = \frac{A_v * fy * d_v\ * (cos\ \theta + cos\alpha)sen\alpha}{s}; con\ \theta = 45°\ y\ \ \alpha = 90°, quedando\ asi:$$

$$V_s = \frac{A_v * fy * d_v}{s}$$

Se propone estribos de **As= Ø12mm** espaciados a cada **s=15 cm,** Luego:

$$V_s = \frac{A_v * fy * d_v}{s} = \frac{(1.13 * 2) * 4200 * 71.71}{15} = \mathbf{45378.09\ kg = 45.38\ T}$$

Cortante nominal resistente:

El valor menor valor de

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 25438.68 + 45378.09 + 0 = \mathbf{70816.77\ kg = 70.81\ T}$$

$$V_n = 0.25\ * f'c * d_v * b_v + V_p = 0.25 * 280 * 40 * 71.71 + 0 = \mathbf{200788.00\ kg = 200.79\ T}$$

$$Luego: V_n = 70816.77\ kg = 70.81\ T$$

Cortante resistente total

$$V_r = ØV_n = 0.90 * (70816.77\ kg) = 63735.09\ Kg = 63.74\ T$$

$$V_r = 63735.09\ Kg > V_u = 54575.00\ kg \quad \mathbf{OK}$$

Refuerzo transversal mínimo:

$$A_v \geq 0.27 * \sqrt{f'c} * \frac{b_v * s}{fy}$$

$$A_v \geq 0.27 * \sqrt{280} * \frac{40 * 15}{4200} = 0.65\ cm^2$$

$$A_v = 0.65\ cm^2 < 2.58\ cm^2 \quad \mathbf{OK}$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$V_{u1} = \frac{V_u - ØV_p}{Ø * b_v * d_v} = \frac{54575.00}{0.90 * 40 * 71.71} = 21.14 \frac{kg}{cm^2}$$

Chequeo: Si $V_u < 0.125 * f'c$ $\quad y \quad$ $s_{max} = 0.80 * d_v \leq 0.60\ cm$

$$V_{u1} < 0.125 * 280$$

$$21.14\frac{kg}{cm^2} < 35\frac{kg}{cm^2} \quad \boldsymbol{OK}$$

$$s_{max} = 0.80 * d_v = 0.80 * 71.71 = 57.37\ cm$$

$$s = 15cm < 57.37cm \quad \boldsymbol{OK}$$

Luego a una distancia de 0.867 del apoyo (sección critica por cortante usaremos **estribos Ø 12mm @ 0.15m.**

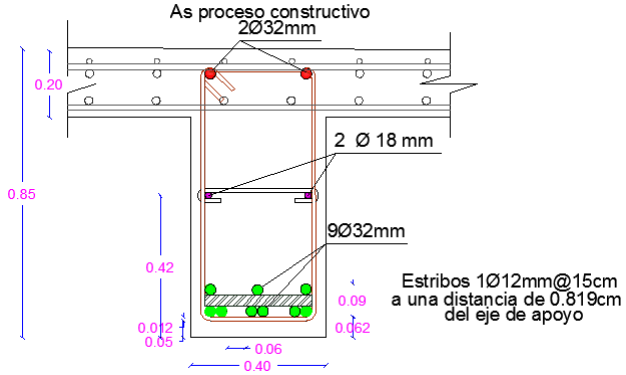


Ilustración 122 Armado final de la viga exterior a corte

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

8.6.4. Diseño de vigas diafragma

A. Cálculo del acero principal negativo

Se hará sobre la base del máximo momento negativo que ocurre en cualquiera de los apoyos internos (en este caso optaremos por B).

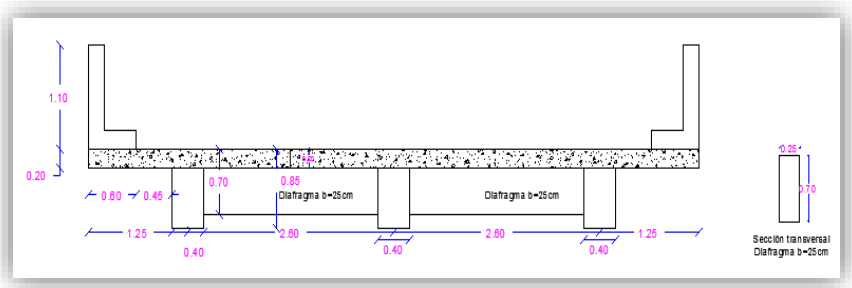


Ilustración 123 Sección de típica de diafragma

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Momento de flexión en B por cargas

Carga muerta (DC):

Cargas en el eje A debido al volado:

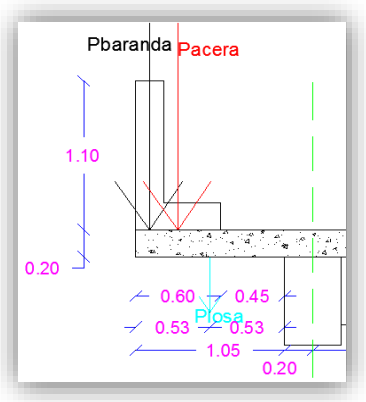


Ilustración 124 Sección de cargas en diafragmas

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$P_{losa} = 0.20m * 1.05m * 0.25m * 2600\frac{kg}{m^3} = 136.50\ kg$$

$$P_{acera} = 2 * 0.20m * 0.60m * 0.25m * 2600\frac{kg}{m^3} = 156\ kg$$

$$P_{barandas} = 150\ \frac{kg}{m} * 0.25m = 37.50\ Kg$$

Total $P_{total} = 330.00\ kg$

Momentos en el eje A debido al volado:

$$M_{losa} = 136.50\ kg * \left(1.25m - \frac{1.05m}{2}\right)m = 98.96\ kg - m$$

$$M_{acera} = 156\ kg * (1.25m - 0.30m) = 148.20\ kg - m$$

$$M_{barandas} = 37.50Kg * (1.25 - 0.1)m\ = 43.13\ kg - m$$

Total $M_{total} = 290.29\ kg - m$

Carga distribuida por peso propio del diafragma:

$$W_{pp} = 0.25m * 0.70m * 2600\frac{kg}{m3} = \mathbf{455.00}\frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{m}}$$

Resolviendo la viga hiperestática tenemos:

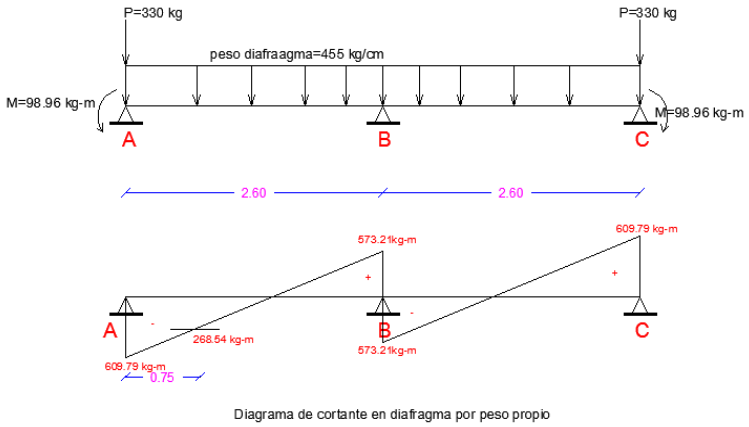


Diagrama de cortante en diafragma por peso propio

Ilustración 125 Diagrama de momentos en diafragma por peso propio

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Carga por superficie de rodadura (DW): Se despreciará por ser muy pequeña.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

Con el momento por carga viva encontrado en el cálculo de la losa (Método B) y la consideración de los factores de presencia múltiple y carga dinámica en estado límite de resistencia, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva tenemos para la cara derecha de la viga en B:

$$\boldsymbol{M_{LL+IM} = -3.08\,T - m * 1.20 * 1.33 = -4.92\,T - m}$$

Combinación crítica: Para el Estado Límite de Resistencia I, con $\boldsymbol{n = n_D n_R n_I = 1}$ cara derecha de la viga en B:

$$M_u = n(1.25M_{DC} + 1.75M_{LL+IM}) = 1.25 * (-0.148) + 1.75 * (-4.92) = \mathbf{-8.79\,T - m}$$

Cálculo del acero negativo:

Utilizando acero principal **2 Ǿ16mm** (As=4.02cm2) colocado debajo del acero de la losa **Ǿ18mm,** estribos **Ǿ12mm** y **recubrimiento r= 5.0 cm**

$$z = recud + \acute{\emptyset}_{Aslosa} + \acute{\emptyset}_{est} + \frac{\acute{\emptyset}}{2} = 5cm + 1.80cm + 1.20cm + \frac{2.01\ cm}{2} = \mathbf{9.01cm}$$

$$d = 70cm - 9.01 = \mathbf{60.99cm}$$

$$a = \frac{As * fy}{(0.85 * f'c * b)} = \frac{4.02 * 4200}{(0.85 * 280 * 25)} = 2.84\ cm$$

$$Mu = 0.90 * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right) * As = 0.90 * 4200 * \left(60.99 - \frac{2.84}{2}\right) * 4.02$$
$$= \frac{905201.89}{100000} = \mathbf{9,05\ T - m}$$

$$\boldsymbol{Mu = 9.05\ T - m > Mucal = 8.79\ T - m} \quad \boldsymbol{OK}$$

As máximo: Una sección no sobre reforzada cumple con: $c/d \leq 0.42$

Como: $c = \frac{a}{\beta} = \frac{2.84}{0.85} = 3.34\ cm$

$$d_c = 60.99cm$$

$$\frac{c}{d_c} = \frac{3.34}{60.99} = 0.055 \leq 0.42 \quad \boldsymbol{OK}$$

As mínimo: La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$:

Caso A

$$\mathbf{1.20M_{cr} = 1.20 * fr * S}$$

Siendo: $f_r = 2.01\sqrt{f'c} = 2.01 * \sqrt{280}\ \frac{kg}{cm^2} = 33.63\frac{kg}{cm^2}$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{25*70^2}{6} = 20416.67\ cm^3$$

$$1.20M_{cr} = 1.20 * 33.63\frac{kg}{cm^2} * 20416.67\ cm^3 = \frac{823935.13}{100000} = \mathbf{8.24\ T-m}$$

Caso B

$$\mathbf{1.33M_u = 1.33 * (8.79\ T-m)} = 11.69\ \ T-m$$

El menor valor entre los dos casos es **8.24 T-m** y la cantidad de acero calculado es de As=**4.02 cm²** resiste la siguiente condición:

$$\boldsymbol{M_u = 9.05\ T-m > 8.24\ \ T-m} \quad \boldsymbol{OK}$$

Acero de refuerzo es de refuerzo a utilizar es **2Ø16mm** y estribos de **Ø12mm** y recubrimiento de r= 5cm.

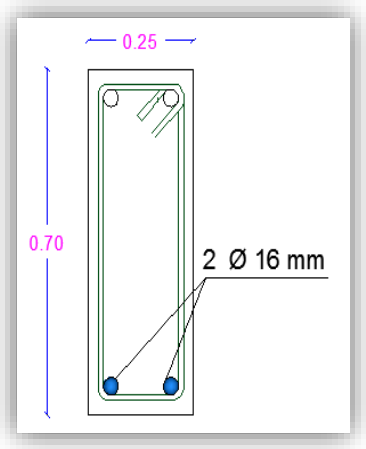


Ilustración 126 Armado del diafragma acero negativo

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

B. Momentos de flexión positivo por cargas

Se hará sobre la base del máximo momento positivo del diagrama que ocurre a **0.4L** de un apoyo exterior (L es la longitud de tramos), en una sección tal como:

Carga muerta (DC): Del diagrama de momentos en diafragma por peso propio, en:

$$M\ = \ 87.58\ kg-m\ = \ 0.088\ T-m$$

Carga por superficie de rodadura (DW): Se despreciará por ser muy pequeña.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM): Con el momento por carga viva encontrado en el cálculo de la losa (Método B) y la consideración de los factores de

presencia múltiple y carga dinámica en estado límite de resistencia, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva tenemos en:

$$M_{LL+IM} = 1.81\ T-m * 1.20 * 1.33 = 2.89\ T-m$$

Combinación crítica: Para el Estado Límite de Resistencia I, $n = \boldsymbol{n_D n_R n_I} = \mathbf{1}$

$$M_u = n(1.25 * M_{DC} + 1.75 * M_{LL+IM})$$

$$M_u = 1(1.25 * 0.088 + 1.75 * 2.89) = 5.17\ T-m$$

Cálculo del acero positivo:

Habiendo utilizado para el acero negativo 2Ø16mm con capacidad $\boldsymbol{M_u = 9.05\ T-m}$, utilizaremos la misma cantidad de acero principal para el acero positivo donde el momento actuante**:** $\boldsymbol{M_u = 5.17\ T-m}$ es menor.

Acero de refuerzo es de refuerzo a utilizar es **2Ø16mm** y estribos de **Ø12mm** y recubrimiento de r= 5cm.

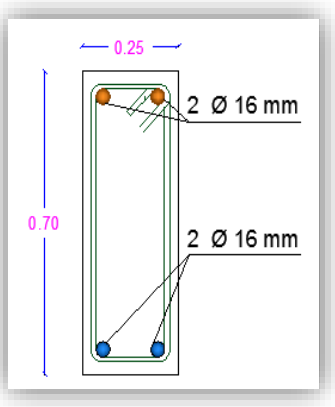


Ilustración 127 Armado de diafragma acero positivo

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

C. Armadura de contracción y temperatura en caras laterales

En el alma de la viga diafragma:

$$A_{smin} = 0.0018 *\ A_g\ MKS, con\ Fy = 4200\,\frac{kg}{cm^2}$$

$$A_{smin} = 0.0018 * (25 * (70 - 20)) = 2.25\ cm^2$$

$$A_{smin} = \frac{2.25}{2}\ cm^2 = \mathbf{1.13\ cm^2/cara}$$

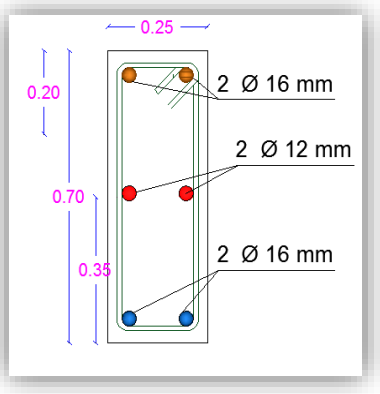


Ilustración 128 Armado de diafragma acero de temperatura

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Usaremos por cara: **1 Ø 12mm (1.13 cm2),** con la consideración:

$$s_{max} = 3 * t = 3 * 25 = 75\ cm\ \ >\ \ s_{max} = 45\ cm\ \ \mathbf{OK}$$

D. Diseño por Corte

Sección crítica por corte cerca al apoyo extremo: La sección crítica por cortante se ubica con el mayor valor de $0.5 * dv * cot\vartheta\ o\ dv$, desde la cara interna del apoyo, donde d es el peralte efectivo por corte del elemento. El mayor cortante ocurre en el tramo exterior, cerca al apoyo interior:

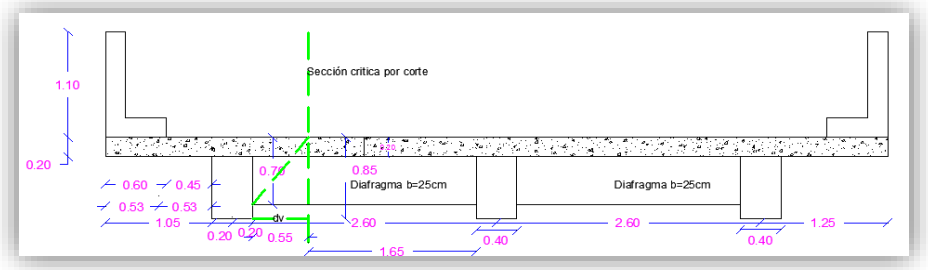


Ilustración 129 Sección critica a corte de diafragma

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Determinación del peralte efectivo por corte

$$\vartheta = 45°\ \text{(procedimiento simplificado, Art. 5.8.3.4)}$$

$$\text{dv = peralte de corte efectivo} = d_e - \frac{a}{2} = 60.99 - \frac{2.84}{2} = \mathbf{59.79\ cm}$$

No menor que el mayor valor de:

$$0.90 * d_e = 0.90 * (60.99cm) = \mathbf{54.89\ cm}$$

$$0.72 * h = 0.72 * (70cm) = \mathbf{50.40cm}$$

$$0.90 * d_e = 54.89\ cm\ y\ 0.72 * h = 50.40cm < 59.79\ cm \quad \mathbf{OK}$$

La sección crítica por corte se ubica desde el eje del apoyo en:

$$0.15m + 0.5979m = \mathbf{0.75\ m}$$

A la distancia 0.75m del eje del apoyo (sección H):

Carga muerta (DC)

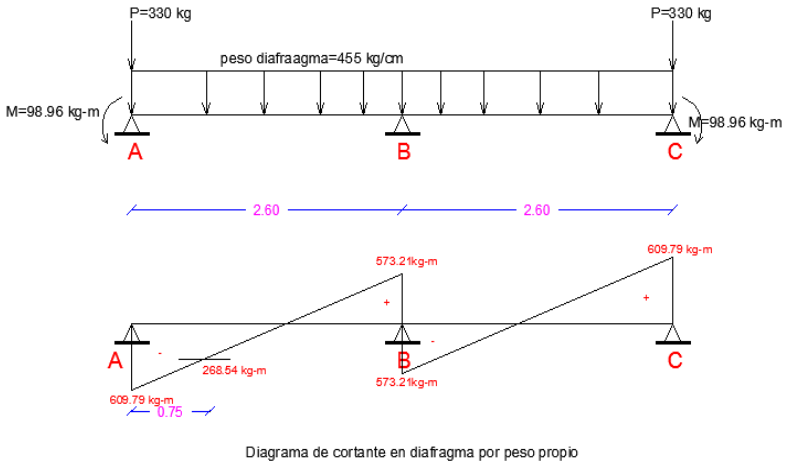


Ilustración 130 Diagrama de corte e diafragma por peso propio

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$V\ DC = 268.54\ kg$$

Superficie de rodadura (DW): Se despreciará por ser muy pequeña.

Carga viva y efecto de carga dinámica (LL+IM):

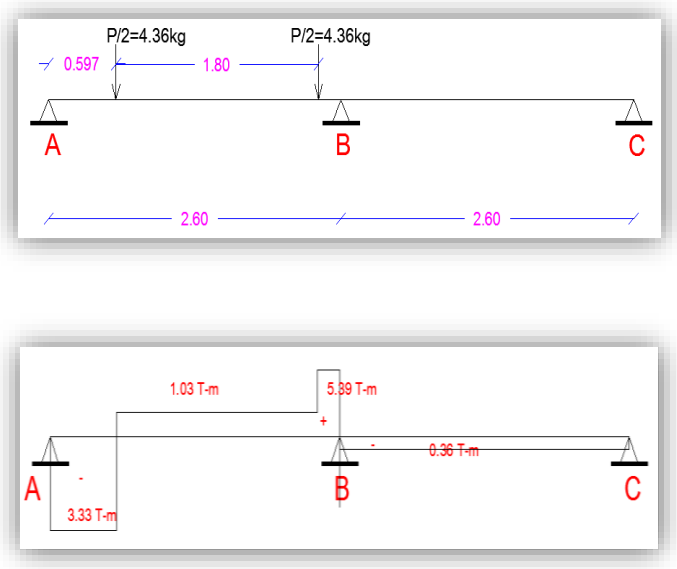


Ilustración 131 Diagrama de cortante de carga viva

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Con la posición del camión de diseño mostrada:

$$V_{LL} = -3.33\ T + (-5.39\ T)\ = \mathbf{-8.72\ T}$$

Con el factor de carga dinámica IM=0.33 y el factor de presencia múltiple m=1.2, considerando que la viga diafragma toma toda la carga viva:

$$V_{LL+IM} = -8.72T(1.33)(1.2)\ = \mathbf{-13.92T}$$

Combinación crítica, Estado Límite de Resistencia I, con $n = n_D n_R n_I = 1$

$$V_u\ =\ n[(1.25\ ó\ 0.9)V_{DC}\ +\ 1.75\ V_{(LL+IM)}\ ]$$

$$V_u\ =\ 0.9(+268.54kg) + 1.75(-13920kg)\ =\ \mathbf{-24118.31\ kg}$$

<u>Diseño de estribos:</u>

Cortante actuante: $V_u\ =\ 24118.31\ kg$

Cortante resistente: $Vr\ =\ \emptyset\, Vn \Longrightarrow \emptyset\ =\ 0.9$

Siendo $V_n$el menor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

Dónde:

Cortante resistente concreto

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} * (d_v * b_v)$$

$$V_c = 0.53\sqrt{280} * (59.79 * 25) = 13256.33\ kg$$

Cortante resistente acero:

$$V_s = \frac{A_v * fy * d_v\ * (cos\,\theta + cos\alpha)sen\alpha}{s}; con\ \theta = 45^\circ\ y\ \ \alpha = 90^\circ, quedando\ asi:$$

$$V_s = \frac{A_v * fy * d_v}{s}$$

Se propone estribos de **As= Ø12mm** espaciados a cada **s=30 cm**, Luego:

$$V_s = \frac{A_v * fy * d_v}{s} = \frac{(1.13) * 4200 * 59.79}{30} = 14188.17\ kg$$

<u>Cortante nominal resistente:</u>

El valor meno valor de

$$V_n = V_c + V_s + V_p = 13256.33 + 14188.17 + 0 = \mathbf{27444.49\ kg}$$

$$V_n = 0.25\ * f'c * d_v * b_v + * V_p = 0.25 * 280 * 25 * 59.79 + 0 = \mathbf{104632.50\ kg}$$

$Luego\ se\ toma\ el\ menor\ valor: V_n = 27444.49\ kg$

Cortante resistente total

$$V_r = ØV_n = 0.90 * (27444.49\ kg) = \mathbf{24700.04kg}$$

$$V_r = 24700.04\ kg > V_u = 24118.31kg \qquad \boldsymbol{OK}$$

Refuerzo transversal mínimo:

$$A_v \geq 0.27 * \sqrt{f'c} * \frac{b_v * s}{fy} \qquad A_v = 0.54\ cm^2 < 1.13\ cm^2 \ \textbf{OK}$$

$$A_v \geq 0.27 * \sqrt{280} * \frac{25 * 20}{4200}$$
$$= 0.54\ cm^2$$

Espaciamiento máximo del refuerzo transversal

$$V_u = \frac{V_u - ØV_p}{Ø * b_v * d_v} = \frac{24118.31}{0.90 * 25 * 59.79} = 17.93 \frac{kg}{cm^2}$$

Chequeo: Si $V_u < 0.125 * f'c$ y $s_{max} = 0.80 * d_v \leq 0.60\ cm$

$$V_u < 0.125 * 280 = 35 \frac{kg}{cm2}$$

$$17.93 \frac{kg}{cm2} < 35 \frac{kg}{cm2} \ \textbf{OK}$$

$$s_{max} = 0.80 * d_v = 0.80 * 59.79 = 47.83\ cm$$

$$s = 20cm < s_{max} = 47.83cm \ \textbf{OK}$$

Luego a una distancia de 0.75m del apoyo (sección criticó por cortante usaremos estribos **1Ø 12mm @ 0.20m**).

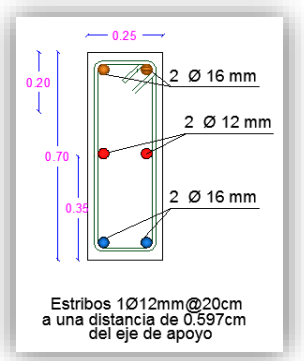


Ilustración 132 Armado final de la viga diafragma a corte
Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

8.6.5. Diseño de apoyos de elastoméricos.

Como elemento de apoyo para el puente en estudio se seleccionará placas de neopreno los cuales poseen tres ventajas importantes, son económicos, efectivos y no requieren de mucho mantenimiento. El neopreno actualmente se usa para apoyos de puentes por dos razones importantes:

- Resistencia.- La resistencia del neopreno a la compresión es más que suficiente para soportar cargas de puentes, puede soportar cargas a la compresión de hasta 120 Kg/cm2.

- Durabilidad.-. La vida útil de un neopreno es de aproximadamente 40 años. Sin darle ningún tipo de mantenimiento hasta 35 años.

Pre dimensionamiento:

Según el **Ministerio de Trasporte y Obras Públicas** MTOP el valor del ancho de la placa de neopreno debe ser menor que el ancho de la viga

$$bmáx = ancho\ viga - 2cm$$

Según en las especificaciones AASHTO para el diseño de puentes, Sección 14, se entregan disposiciones y criterios de diseño para los Apoyos Elastoméricos.

$$15cm\ o\ 5 * \boldsymbol{t_t} < \boldsymbol{w} < b$$

$$1cm < t_t < \frac{w}{5}$$

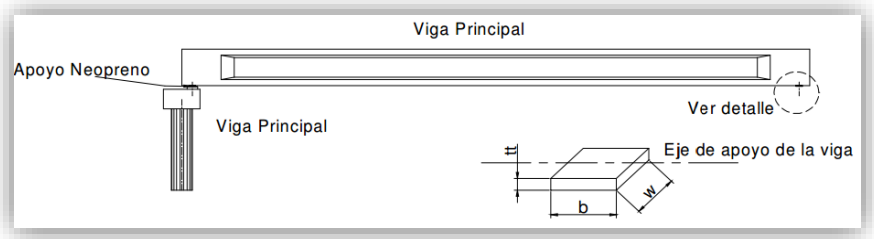


Tabla 142.- Pre dimensionamiento de apoyo elastomérico.

ancho de viga	40	cm
bmax=	**35**	**cm**
tt=	3	cm
W=	20	cm

Fuente: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano.

Dimensionamiento:

- **Carga Vertical:** Las acciones verticales a considerar en el apoyo son las reacciones de las vigas (V) debido a las cargas gravitatorias del Tablero (Q).

$$Q = Pg + Pq$$

Dónde: **Pg** = Peso Propio: Losa, Capa de rodadura, Aceras, Pasamanos, Vigas Principales, Diafragmas.

Pq = Peso Sobrecargas: Camión Tipo H MOP, Peatonal, Sobrecarga en aceras.

- **Cálculo de Pg**

Tabla 143.- Cálculo de Pg, peso propio.

Elemento	*L (m)*	*a (m)*	*h (m)*	*γh*		*Cantidad*	*Peso (T)*	
Tablero	12,00	9,40	0,20	2,60	t/m3	1,00	58,66	
Vigas	12,00	0,40	1,08	2,60	t/m3	3,00	40,44	
Diafragmas	12,00	0,20	0,70	2,60	t/m3	6,00	26,21	
Aceras	12,00	0,60	0,20	2,60	t/m3	2,00	7,49	
Barandas	12,00			0,15	t/m	2,00	3,60	
Capa de rodadura	12,00	8,20		0,12	t/m2	1,00	11,81	
						Pg=	**148,20**	**T**
						Pg=	**148195,2**	**kg**

Fuente: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano.

- **Cálculo de Pq**

Tabla 144.- Cálculo de Pq, sobrecargas

Descripcion	***Peso***	***Unidad***
Peso camion tipoHS20-44	8,72	Ton, segun la AASHTO
Carga peatonal	4,15	Ton
Sobrecarga en vereda	2,56	Ton
Pq=	**15,43**	Ton

Fuente: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano.

- **Cálculo de cargas gravitatorias del tablero**

$$Q = (158.82 + 15.43)T$$

$$\boldsymbol{Q = 174.25\,T}$$

- **Determinación de reacción en la viga**

$$V = \frac{Q}{n_v * 2} = \frac{\boldsymbol{174.25\,T}}{3 * 2} = \boldsymbol{29.04T}$$

- **La tensión de compresión en el Neopreno es:**

$$\sigma = \frac{V}{W * b}$$

Fijada la tensión admisible del Neopreno **(б) (70 kg/cm2)** y adoptada la dimensión b, se obtendrán las dimensiones en planta:

$$w = \frac{V}{\sigma * b} = \frac{29.04 * 1000}{70 * 35} = \boldsymbol{11.85\ cm}$$

Asumimos **w=20 cm**, según los criterios de diseño para apoyos elastoméricos enunciados en las especificaciones AASHTO, la cual nos indica que w > 15cm ó 5tt.

Al apoyo de neopreno dimensionado de esta manera, se le deben realizar las siguientes verificaciones:

- **Máximo Corrimiento (Δl)**
- **Deformación del espesor**
- **Deslizamiento**

- **Verificación Máximo Corrimiento**

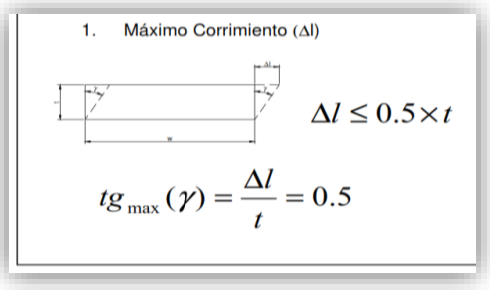


Ilustración 133.- Máximo Corrimiento apoyo elastomérico.

Fuente: Facultad de ingeniería U.B.A. Departamento Construcciones y Estructuras

$$\Delta L = 0.5 * t = 0.50 * 3 = 1.5$$

$$tg_{\max(\gamma)} = \frac{\Delta L}{t} = \frac{1.50}{3} = 0.5$$

El corrimiento ΔL es producido por la variacion de longitud de la viga debido a acciones térmicas, acciones estáticas (frenado).

- **Variación de temperatura**

$$\Delta l_1 = \frac{l(m)}{2} * \propto \left(\frac{1}{°C}\right) * \Delta t(°C)$$

Dónde:

α= Coeficiente de dilatación del hormigón = 1*10-5 1/°C.

Δt= Variación de Temperatura.

Variación de temperatura (Δt) del sector de implantación del puente = 23 °C

$$\Delta l_1 = \frac{15.00\ (m)}{2} * 0.00002 \left(\frac{1}{°C}\right) * 23(°C)$$

$$\boldsymbol{\Delta l_1 = 0.0035m = 0.35cm}$$

- **Fuerza de frenado**

El frenado de vehículos se tomará en cuenta aplicando una fuerza horizontal en el plano del tablero de 1/25 de la sobrecarga equivalente a la multitud compacta, sin impacto,

distribuida sobre todo el largo y ancho de la calzada, debiendo adoptarse como mínimo una fuerza de 0,15 veces el peso del camión tipo por cada carril de circulación.

La fuerza de frenado a considerar en la superestructura es el mayor valor entre:

$$\boldsymbol{F_{t1=}} 0.15 * Peso\ del\ camion * n\ de\ carriles$$

$$\boldsymbol{F_{t2=}} \frac{1}{25} * Carga\ Peatonal * Sup\ de\ calzada$$

La AASHTO especifica las sobrecargas como camiones normalizados o sobrecargas equivalentes; éstos se representan por un camión estándar:

Camión estándar de 3 ejes asumido como camión tipo: **HMOP = 1.2*HS20-44=1.2*36000=43200.**

$$F_{t1} = 0.15 * 43200\ KG * 2 = \boldsymbol{12960.00\ Kg}$$

Según el capítulo 3.6.1.6 de las especificaciones AASHTO, se considera una sobrecarga peatonal de 415 Kg/m2

$$F_{t2} = \frac{1}{25} * 415 \frac{kg}{m^2} * 15.00m * 8.2m = \boldsymbol{2041.80kg}$$

La reacción en el apoyo es:

$$F = \frac{Ft_{max}}{nv * 2} = \frac{12960\ kg}{3 * 2} = \boldsymbol{2160\ kg}$$

Siendo **Go** el módulo de deformación transversal del neopreno, el mismo depende del material empleado.

El valor del mismo es:

Tabla 145.-Módulo de deformación transversal del neopreno

Tipo	G_0 (kg/cm^2)
Shore 50	8
Shore 60	11
Shore 70	15

Fuente: Facultad de ingeniería U.B.A. Departamento Construcciones y Estructuras

Por definición el módulo de deformación transversal es la relación entre la tensión y la distorsión. Es decir

$$G_O = \frac{Tension}{Distorsion} = \frac{F}{b * w} * \frac{t}{\Delta l_2}$$

Despejando:

$$\Delta l_2 = \frac{F * t}{G_O * b * w}$$

Escogemos el neopreno Tipo Shore 60, el cual tiene un módulo de deformación transversal según tabla: "Módulo de deformación transversal del neopreno" de 11 Kg/cm2

$$\Delta l_2 = \frac{2160\ kg * 3.0cm}{11\frac{kg}{cm^2} * 35cm * 25cm} = \mathbf{0.67\ cm}$$

Corrimiento Total es:

$$\Delta l = \Delta l_1 + \Delta l_2 = 0.35\ cm + 0.67\ cm = \mathbf{1.02\ cm}$$

Debemos Verificar:

$$tg(\gamma) = \frac{\Delta l}{t} \leq \text{tgmax}(\gamma) = 0.5$$

$$\frac{\Delta l}{t} = \frac{1.02\ cm}{3.00cm} = 0.34$$

$$\mathbf{0.34 \leq 0.5 \twoheadrightarrow ok}$$

- **Verificación Deformación del Espesor:**

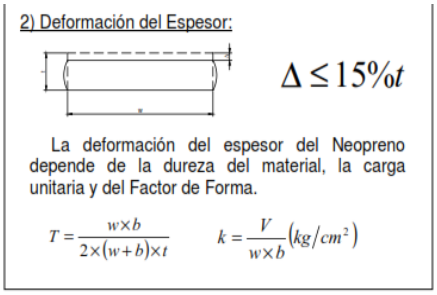


Ilustración 134.- Deformación del espesor del neopreno.

Fuente: Facultad de ingeniería U.B.A. Departamento Construcciones y Estructuras

$$\Delta l \leq 15\%t$$

La deformación del espesor del neopreno depende de la dureza material, la carga unitaria y del factor de forma.

- **Factor de forma**

$$T = \frac{w * b}{2 * (w + b) * t} \qquad T = \frac{(25 * 35)\ cm^2}{2 * (25 + 35) cm * 3cm} = \mathbf{2.43}$$

- **Carga Unitaria**

$$K = \frac{V}{w * b}\left(\frac{Kg}{cm^2}\right) \qquad K = \frac{29040}{25 * 35} = \mathbf{33.19}\,\frac{\boldsymbol{Kg}}{\boldsymbol{cm^2}}$$

Para verificar esta deformación existen ábacos para cada Dureza, a los cuales se entra con los valores de carga unitaria **T = 2.43** y factor de forma **k = 33.19** y se obtiene la deformación porcentual del espesor.

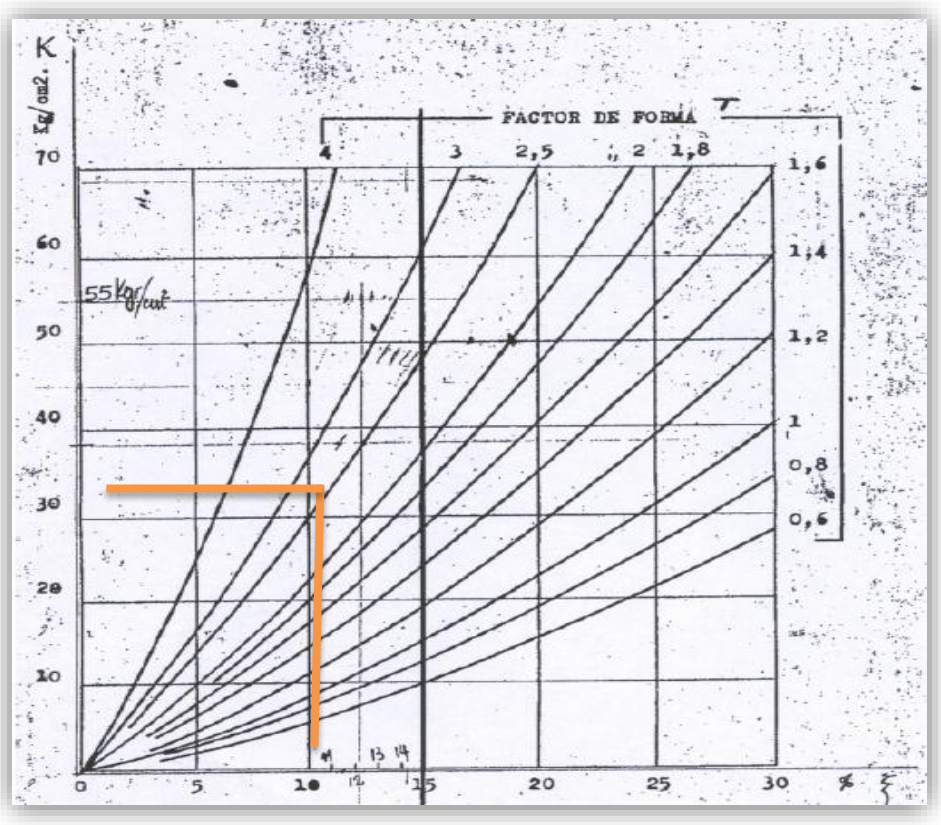


Ilustración 135.- Diagramas de deformación del espesor del neopreno.
Fuente: Curvas de relación entre presión específica y deformación porcentual. DUREZA 60° SHORE

$$\Delta l = 11\%$$

$$\Delta l \leq 15\% t$$

$$\mathbf{11\ \%t \leq 15\%t} \rightarrow \quad \boldsymbol{OK}$$

Las dimensiones adoptadas verifican (Δl < 15% t) para la dureza 60° SHORE.

- **Verificación al Deslizamiento:** Debido a los esfuerzos horizontales el apoyo de neopreno sufre una distorsión (ɣ) en su altura, la cual no debe superar el límite de tg(ɣ)<0.5 (Verificación del corrimiento máximo).

  Además de poder deformarse el neopreno debe ser capaz de transmitir este esfuerzo sin deslizarse.

Para ello se realiza el cálculo del corrimiento admisible sin deslizamiento (δ) que soporta el apoyo:

$$\delta = 0.2 * \frac{Pg * t_t}{b * w} \frac{X}{G_O}$$

Donde X es un factor que depende de T la temperatura mínima.

Tabla 146.-Factor "X" que depende de la temperatura mínima en el sector-

Temp. Minima (ºC)	X
-7	1.90
-10	1.88
-15	1.85
-20	1.75
-25	1.67
-30	1.50

Fuente: Curvas de relación entre presión específica y deformación porcentual. DUREZA 60° SHORE

Temperatura mínima registrada del sector de implantación del puente = 23 °C, asumimos un valor para x de 1.67.

$$\delta = 0.2 * \frac{158817.6kg * 3.0cm}{35cm * 20cm} \frac{1.67}{11kg/cm2}$$

$$\delta = 103.33cm$$

Debe Verificarse que: $\delta > \Delta l$

$$\mathbf{103.33cm > 0.90}\boldsymbol{cm} \rightarrow \quad \boldsymbol{OK}$$ Caso contrario se producirá deslizamiento.

Dimensiones recomendadas finales del apoyo elastomérico, las cuales cumplen todas las verificaciones:

- Máximo Corrimiento (Δl)
- Deformación del espesor
- Deslizamiento

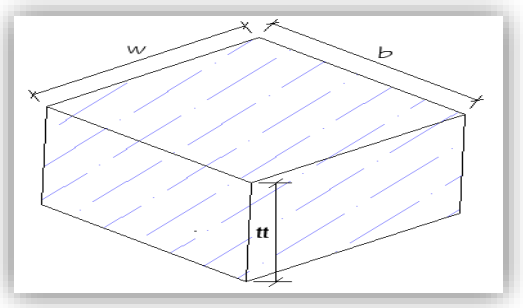


Ilustración 136 diseño de apoyo

Fuente: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano.

Tabla 147 Dimensiones del apoyo

LARGO=	20	cm
ANCHO=	35	cm
ESPESOR	3	cm

Fuente: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano.

8.6.6. Diseño de estribos

A. DATOS

- ✓ Longitud del tablero = 12.00 m
- ✓ Altura del estribo H = 7.00m
- ✓ Longitud de estribo = 7.70m
- ✓ Esfuerzo admisible del suelo Ƭadm = 23,06T/m2
- ✓ Peso específico del suelo ɣs = 2,28 T/m3
- ✓ Ángulo de fricción del suelo ϕ = 32.33 °
- ✓ Carga viva vehicular H MOP = 1.20* Hs:20-44 = 8.724 Ton
- ✓ Resistencia del concreto a compresión f`c= 280 kg/cm^2
- ✓ Fluencia del acero fy= 4200 kg/cm^2
- ✓ Peso específico del concreto reforzado ɣh =2.4 T/m^3

B. ***PRE—DIMENSIONADO***

Para la altura H=7.00m, probamos una sección preliminar de estribo con:

- **Altura del cabezal:** La altura del cabezal se determina con la expresión:

Hc= Altura estructural (losa + viga + aparatos de apoyo).

$$Hc = 0.20 + 0.65 + 0.03$$

$$\boldsymbol{H_C = 0.88\ m}$$

Adoptamos: $Hc = 0.88\ m$

- **Ancho de la zapata:** El ancho de la zapata por lo general se selecciona entre los valores de:

B=ancho del cimiento

$$\frac{1}{2}\ H\ o\ \frac{2}{3}\ H\ = \frac{7}{2} = 3.50m \quad o \quad \frac{2 * 7}{3} = \ 4.67m$$

Adoptado B= 4.70 m

- **Altura de la zapata:** La altura de la zapata está entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo.

D=altura del cimiento

$0.1\ H\ = \ 0.1 * 7\ = \ 0.70m$ Adoptado D=0.80m

- **Ancho del dedo:** El ancho del dedo se determina con la expresión:

L_{Punta}=longitud del dedo

$\frac{B}{3}\ = \frac{5}{3} = 1.67m$ Adoptado L_{Punta}=1.80m

- **Ancho del asiento de la pantalla:** La altura de la zapata está entre la décima y la duodécima parte de la altura total del estribo.

t_{inf} = grosor mayor de pantalla

$0.1H = 0.1 * 7 = 0.70m$ Adoptado t_{inf}=0.90m

- **Ancho del cabezal:** El ancho del cabezal está comprendido entre los valores siguientes:

$tbw = 0.20\ o\ 0.30\ m$ Asumimos: $tbw = 0.30\ m$

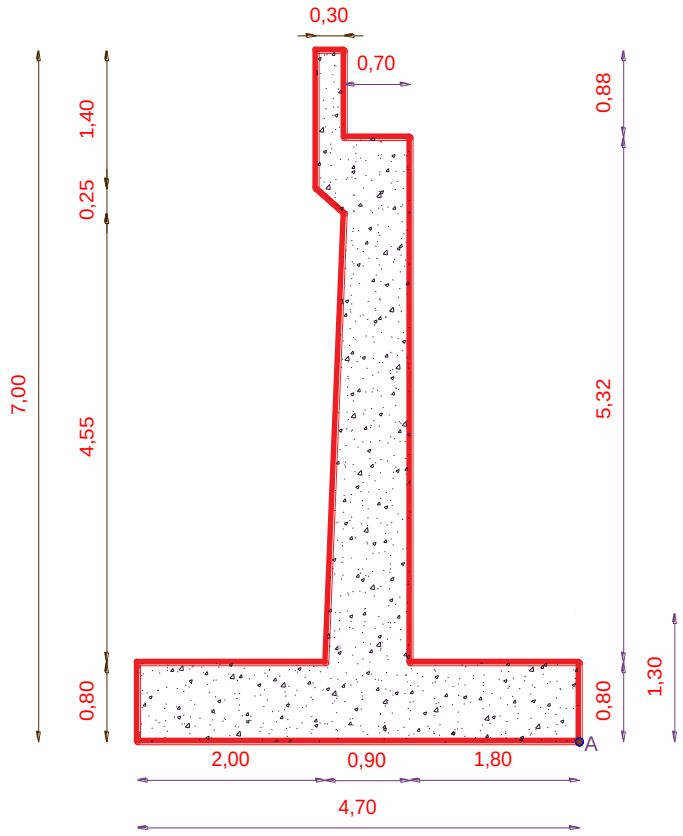


Ilustración 137 Sección típica del estribo

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Para iniciar a realizar el cálculo del tercer estado de carga utilizaremos la carga muerta del tablero vigas y diafragmas previamente calculados:

Tablero=	7.70*0.2*12.00*2.4=	48.05	Ton
Barandas=	1.00*0.20*0.20*12*2.4=	1.25	Ton
Aceras=	0.6*0.2*12.00*2*2.4=	7.49	Ton
C. Rodadura=	0.12	0.12	Ton
Vigas=	0.4*0.65*12.00*3*2.4=	24.34	Ton
Diafragma=	0.2*0.50*2.2*2.4*6=	3.43	Ton
	WCM=	**84.68**	**Ton**

- **Reacción de carga muerta en un metro**

$$\frac{R_{CM}}{mL} = \frac{W_{CM}}{ancho\ tablero}$$

$$\frac{R_{CM}}{mL} = \frac{84.68}{7.70}$$

$$\boldsymbol{\frac{R_{CM}}{mL} = P_{DC} = 10.99\ Ton}$$

- **Reacción de carga viva en un metro**

$$\boldsymbol{M_{LL+IM} = 94.40\ T-m}$$

$$\frac{94.40}{7.70} = \boldsymbol{12.26\ Ton}$$

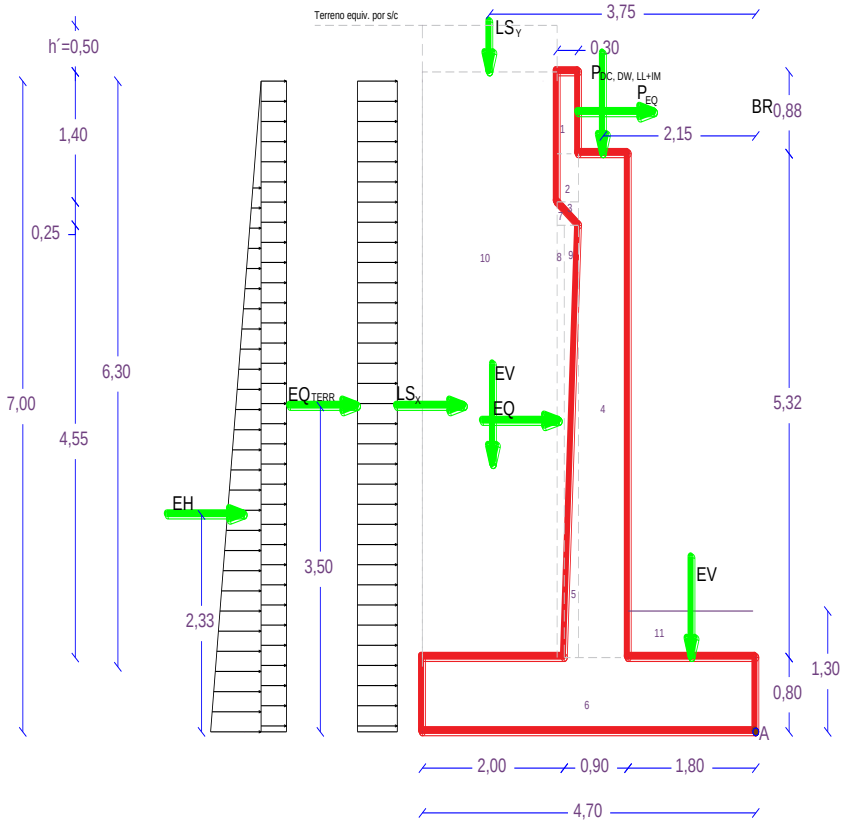


Ilustración 138 Sección típica del estribo con las cargas aplicadas

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

C. CASO 1 – ESTRIBO CON PUENTE

CARGAS VERTICALES. (Considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Cargas DC

Peso propio estribo de concreto armado (DC):

Tabla 148 Peso propio de la estructura del estribo

# ELEMENTO	PESO ESP (T/m3)	Area (m2)	DC (T/m)	Xa (m)	Ya (m)	DC*Xa (T-m/m)	DC*Ya (T-m/m)
1	2,60	0,264	0,69	2,65	6,66	1,82	4,571
2	2,60	0,156	0,41	2,65	5,96	1,07	2,417
3	2,60	0,038	0,10	2,60	5,62	0,25	0,548
4	2,60	3,794	9,86	2,15	3,51	21,21	34,624
5	2,60	0,465	1,21	2,57	2,61	3,11	3,155
6	2,60	3,76	9,78	2,35	0,40	22,97	3,910
			22,04			50,44	49,2

X=	2,29	m
Y=	2,23	m

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Peso propio de la superestructura:

$$P_{DC} = \mathbf{10.99}\frac{\boldsymbol{Ton}}{\boldsymbol{m}}$$

$$X_A = 2.15\ m$$

Cargas EV (peso del terreno)

Tabla 149 peso propio del terreno

# ELEMENTO	PESO ESP (T/m3)	Area (m2)	DC (T/m)	Xa (m)	Ya (m)	DC*Xa (T-m/m)	DC*Ya (T-m/m)
7	2,28	0,0375	0,09	2,70	5,53	0,23	0,473
8	2,28	0,465	1,06	2,75	3,13	2,92	3,318
9	2,28	0,465	1,06	2,63	3,13	2,79	3,318
10	2,28	12,6	28,73	3,75	3,90	107,73	112,039
11	2,28	0,9	2,05	0,90	1,05	1,85	2,155
			32,99			115,51	121,3

X=	3,50	m
Y=	3,68	m

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

$$EV = \mathbf{32.99}\ \boldsymbol{T/m}$$

Cargas LL+IM

Carga viva e impacto desde la superestructura:

$$\boldsymbol{M_{LL+IM} = 94.40\, T - m}$$

$$P_{LL+IM} = \frac{94.40}{7.70} = 12.26 \frac{Ton}{m}$$

$$X_A = 2.15\, m$$

CARGAS LS (sobrecarga por carga viva en el terreno)

Altura equivalente de suelo por S/C

Por cargas vehiculares actuando sobre el terreno, agregamos una porción equivalente de suelo. En este caso para H = 7.00 m, h' = 0.60 m.

Terreno equivalente extendido en 1.80m del talón del estribo:

$$LS_Y = 1.90m\ x\ 0.60m\ x\ 2{,}28Ton/m^3 = \boldsymbol{2.60\ Ton/m}$$

$$X_A = 3.75\, m$$

Tabla 150 Resumen de cargas verticales

RESUMEN CARGAS VERTICALES				
CARGA	**TIPO**	**VOL (T/m)**	**Xa (m)**	**Mv(T-m/m)**
DC	DC	22,04	2,29	50,436
PDC	DC	10,99	2,15	23,629
EV	EV	32,99	3,50	115,512
PLL+IM	LL+IM	12,26	2,15	26,359
Lsy	LS	2,60	3,75	9,750
SUMA=		**80,87**		**225,686**

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

CARGAS HORIZONTALES: (considerando franjas de 1m de longitud de estribo)

Calculo del coeficiente de empuje activo (K_a)

$$\phi_t = angulo\ de\ friccion\ interna = 32.33°$$

$$\delta = angulo\ de\ friccion\ entre\ el\ suelo\ y\ el\ muro = 0°$$

$$\beta = angulo\ del\ material\ del\ suelo\ con\ la\ horizontal = 0°$$

$$\theta = angulo\ de\ inclinacion\ del\ muro\ del\ lado\ del\ terreno = 90°$$

Para $\delta = \beta = 0$ y $\theta = 90°$, las formulas AASHTO (3.11.5.3-1) y (3.11.5.3-2) se convierten en:

$$K_a = tg^2\left(45° - \frac{\phi_f}{2}\right) = tg^2\left(45° - \frac{32.33}{2}\right) = 0.303$$

Cargas actuantes:

Cargas LS (sobrecarga por carga viva en el terreno): Componente horizontal de la sobrecarga por carga viva:

$$p'' = K_a h' \gamma_t = (0.303)(0.60m)\left(2.28\frac{Ton}{m^3}\right) = 0.415\frac{Ton}{m^2}$$

$$LS_x = H(p'') = 7.00m\left(0.415\frac{Ton}{m^2}\right) = \mathbf{2.91}\frac{\boldsymbol{T}}{\boldsymbol{m}}$$

$$Y_A = 3.50m$$

Cargas EH (presión lateral del terreno): Por **7.00m** de terreno:

$$p = K_a H \gamma_t = (0.303)(7.00m)\left(2.28\frac{Ton}{m^3}\right) = 4.835\frac{Ton}{m^2}$$

$$EH = 1/2H(p) = 1/2(7.00m)\left(4.835\frac{Ton}{m^2}\right)$$

$$EH = \mathbf{16.923}\frac{\boldsymbol{T}}{\boldsymbol{m}}$$

$$Y_A = 2{,}333m$$

Cargas EQ (acción sísmica)

a) Acción sísmica del terreno (EQ_{terr}):

$$\emptyset = angulo\ de\ friccion\ interna = 32.33°$$

$$\delta = angulo\ de\ friccion\ entre\ el\ suelo\ y\ el\ muro = 0°$$

$$i = angulo\ del\ material\ del\ suelo\ con\ la\ horizontal = 0°$$

$$\beta = angulo\ de\ inclinacion\ del\ muro\ con\ la\ vertical = 0°$$

$$A = coeficiente\ sismico\ de\ aceleracion\ horizontal$$
$$= 0.20\ \boldsymbol{segun\ el\ calculo\ con\ la\ norma\ NEC-11}$$
$$K_h = coeficiente\ de\ aceleracion\ horizontal = 0.5A = 0.5(0.20) = 0.10$$
$$K_V = coeficiente\ de\ aceleracion\ vertical = 0$$
$$\theta = arc\tan\left(\frac{K_h}{1-K_V}\right) = arc\tan\left(\frac{0.10}{1-0}\right) = 5.71°$$

Luego:

$$K_{AE} = \frac{cos^2(\phi - \theta - \beta)}{cos\theta . cos^2\beta . \cos(\delta + \beta + \theta)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(\phi + \delta).\,\mathrm{sen}(\phi + \theta + i)}{\cos(\delta + \beta + \theta)\,.\cos(i + \beta)}}\right]^2}$$

$$K_{AE} = \frac{cos^2(32.33 - 5.71 - 0)}{\cos(5.71).\,cos^2 0.\cos(0 + 0 + 5.71)\left[1 + \sqrt{\frac{sen(32.33 + 0).\,\mathrm{sen}(32.33 + 5.71 + 0)}{\cos(0 + 0 + 5.71)\,.\cos(0 + 0)}}\right]^2}$$

$$K_{AE} = 0.33$$

Entonces:

$$EQ_{terr} = 1/2(K_{AE} - K_a)H^2\gamma_t = 1/2(0.33 - 0.303)(7m)^2(2.28\ Ton/m^3)$$
$$EQ_{terr} = \mathbf{1.51}\,\boldsymbol{\frac{Ton}{m}}$$
$$Y_A = 3.50m$$

b) Carga sísmica por superestructura ($\boldsymbol{P_{EQ}}$):

El Art. 3.10.9.1 AASHTO LRFD establece para los puentes de un solo tramo, independientemente de la zona sísmica en que se encuentren, una solicitación mínima de diseño en una unión restringida entre superestructura y subestructura no menor al producto entre el coeficiente de sitio, el coeficiente de aceleración y la carga permanente tributaria, es decir:

$$P_{EQ} = P_{DC+DW}.A.S = 10.99\,\frac{Ton}{m}x0.20x1.5$$

$$P_{EQ} = \mathbf{3.30}\frac{\boldsymbol{Ton}}{\boldsymbol{m}}$$

$$Y_A = 6.66m$$

c) <u>Fuerza inicial del estribo:</u>

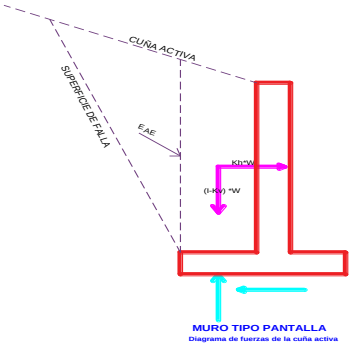


Ilustración 139 Muro tipo pantalla

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

De acuerdo a la Figura de muro tipo pantalla (AASHTO LRFD):

W = peso del estribo y terreno tributario= 22.04 + 32.99 = 55.03 Ton/m

YA = C.G. del estribo y terreno tributario

$$Y_A = \frac{22.04\ T/m(2.23m)+32.99\ T/m\ (3.68m)}{55.03\ T/m} = 3.09\ m$$

$$K_h = 0.5A = 0.10$$

$$EQ_{estrb} = K_h.W = 0.10x\ 55.03\ Ton/m$$

$$EQ_{estrib} = \mathbf{5.50}\ \frac{\boldsymbol{Ton}}{\boldsymbol{m}}$$

$$Y_A = 3.09m$$

Tabla 151 Resumen de cargas horizontales

RESUMEN CARGAS HORIZONTALES				
CARGA	**TIPO**	**VOL (T/m)**	**Xa (m)**	**Mv(T-m/m)**
Lsx	LS	2,91	3,50	10,185
EH	EH	16,92	2,33	39,481
Eqterr	EQ	1,51	3,50	5,285
Peq	EQ	3,30	6,66	21,978
Eqestri	EQ	5,50	3,09	16,995
SUMA=		**30,143**		**93,92**

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

I. <u>ESTADOS LÍMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS.</u>

Tomamos en cuenta los estado límites de Resistencia I y Evento Extremo I aplicables en este caso y con un valor $n=nDnRn_1=1$. Para el chequeo de estabilidad al vuelco y deslizamiento observando en el gráfico las cargas actuantes, utilizamos los factores γ máximos para las cargas horizontales que generan vuelco alrededor del punto A y deslizamiento en la base (EH y LS) y los factores de carga γ mínimos en las cargas verticales que generan estabilidad (DC y EV) para de esta manera maximizar las condiciones críticas de vuelco y deslizamiento en la estructura. Este caso será denominado la. Para el chequeo de presiones en la base empleamos los factores γ máximos en cargas verticales y horizontales para maximizar efectos. A este caso lo denominaremos Ib. El chequeo de agrietamiento por distribución de armadura en la pantalla se realizará para el estado límite de Servicio I.

Tabla 152 Estribo con puente (cargas verticales)

ESTRIBO CON PUENTE (Cargas verticalesVu)						
TIPO	**DC**		**EV**	**LL+IM**	**LS**	**SUMA**
Carga	**DC**	**PDC**	**EV**	**PLL+IM**	**Lsy**	**Vu (T)**
V (T)	22,04	10,99	32,99	12,26	2,6	80,87
Resistencia I a	**0,90**	**0,90**	**1,00**	**0,00**	**1,75**	
	19,84	9,89	32,99	0,00	4,55	67,26
Resistencia I b	**1,25**	**1,25**	**1,35**	**1,75**	**1,75**	
	27,55	13,74	44,53	21,46	4,55	111,82
Ev. extremo I a	**0,90**	**0,90**	**1,00**	**0,00**	**0,50**	
	19,84	9,89	32,99	0,00	1,30	64,01
Ev. extremo I b	**1,25**	**1,25**	**1,35**	**0,50**	**0,50**	
	27,55	13,74	44,53	6,13	1,30	93,25
Servicio I	**1,00**	**1,00**	**1,00**	**1,00**	**1,00**	
	22,04	10,99	32,99	12,26	2,60	80,87

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 153 Momentos estabilizador (cargas verticales MVu)

MOMENTO ESTABILIZADOR (Cargas verticales MVu)						
TIPO	**DC**		**EV**	**LL+IM**	**LS**	**SUMA**
Carga	**DC**	**PDC**	**EV**	**PLL+IM**	**Lsy**	**Vu (T)**
V (T)	50,44	23,63	115,51	26,36	9,75	225,69
Resistencia I a	**0,90**	**0,90**	**1,00**	**0,00**	**1,75**	
	45,39	21,27	115,51	0,00	17,06	199,23
Resistencia I b	**1,25**	**1,25**	**1,35**	**1,75**	**1,75**	
	63,05	29,54	155,94	46,13	17,06	311,71
Ev. extremo I a	**0,90**	**0,90**	**1,00**	**0,00**	**0,50**	
	45,39	21,27	115,51	0,00	4,88	187,05
Ev. extremo I b	**1,25**	**1,25**	**1,35**	**0,50**	**0,50**	
	63,05	29,54	155,94	13,18	4,88	266,58
Servicio I	**1,00**	**1,00**	**1,00**	**1,00**	**1,00**	
	50,44	23,63	115,51	26,36	9,75	225,69

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 154 Cargas horizontales Hu

CARGAS HORIZONTALES Hu						
TIPO	LS	EH	EQ			SUMA
Carga	LS (cos)	EH (cos)	Eqterr	PEQ	Eqestri	Hu (T)
V (T)	2,91	16,92	1,51	3,3	5,5	30,14
Resistencia I a	**1,75**	**1,50**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	
	5,09	25,38	0,00	0,00	0,00	30,48
Resistencia I b	**1,75**	**1,50**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	
	5,09	25,38	0,00	0,00	0,00	30,48
Ev. extremo I a	**0,50**	**1,50**	**1,00**	**1,00**	**1,00**	
	1,46	25,38	1,51	3,30	5,50	37,15
Ev. extremo I b	**0,50**	**1,50**	**1,00**	**1,00**	**1,00**	
	1,46	25,38	1,51	3,30	5,50	37,15
Servicio I	**1,00**	**1,00**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	
	2,91	16,92	0,00	0,00	0,00	19,83

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 155 Momentos de vuelco por cargas horizontales

MOMENTOS DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES MHu						
TIPO	LS	EH	EQ			SUMA
Carga	LS (cos)	EH (cos)	Eqterr	PEQ	Eqestri	Hu (T)
V (T)	10,19	39,48	5,29	21,978	17,00	93,92
Resistencia I a	**1,75**	**1,50**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	
	17,82	59,22	0,00	0,00	0,00	77,05
Resistencia I b	**1,75**	**1,50**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	
	17,82	59,22	0,00	0,00	0,00	77,05
Ev. extremo I a	**0,50**	**1,50**	**1,00**	**1,00**	**1,00**	
	5,09	59,22	5,29	21,98	17,00	108,57
Ev. extremo I b	**0,50**	**1,50**	**1,00**	**1,00**	**1,00**	
	5,09	59,22	5,29	21,98	17,00	108,57
Servicio I	**1,00**	**1,00**	**0,00**	**0,00**	**0,00**	
	10,19	39,48	0,00	0,00	0,00	49,67

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

II. CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

Calculo de e_{max}:

- Estado límite de resistencia (AASHTO, Art. 11.6.3.3): Se debe mantener la resultante en la base del cimiento dentro de la mitad central (e≤B/4), excepto el caso de suelo rocoso en que se mantendrá en los ¾ centrales (e≤3/8 B).

Es decir:

$$emax = \frac{B}{4} = 0.25(4{,}70m) = 1.18\ m$$

- Estado límite de evento extremo (AASHTO, Art. 11.6.5):

En nuestro caso, utilizando $\gamma_{EQ} = 0.5$, la interpolación señala el límite (e≤11/30B).

Es decir:

$$emax = \left(\frac{11}{30}\right) Bm = \left(\frac{11}{30}\right) * 4.70m = 1.72\ m$$

Tabla 156 Chequeo a vuelco del estribo con puente

ESTADO	Vu (T/m)	Mvu (T-m/m)	Mhu (T-m/m)	Xo= $\frac{MVu-Mhu}{Vu}$ (m)	$e = \left\lvert \frac{B}{2} - Xo \right\rvert (m)$	emax (m)	Xo > $emax$
Resisitencia Ia	67,26	199,23	77,05	1,817	0,533	1,18	OK
Resisitencia Ib	111,82	311,71	77,05	2,099	0,251	1,18	OK
Ev. Extremo Ia	64,01	187,05	108,57	1,226	1,124	1,72	OK
Ev. Extremo Ib	93,25	266,58	108,57	1,694	0,656	1,72	OK

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

b) Deslizamiento en base del estribo

Con: $u = tg\emptyset_f = tg(32.33) = 0.633 \quad (Art. 10.6.3.3)$ Dónde: $\emptyset_f$ = ángulo de fricción interna del suelo. $\emptyset_T = 0.80$, *estado limite de resistencia*

$\emptyset_T = 1.00$, estado límite de evento extremo. (Tabla 10.5.5.2.2.1 AASHTO-2010)

Tabla 157 Chequeo de desplazamiento en base del estribo con puente

ESTADO	Vu (T/m)	resistencia (T/m) Ff=u(Øvu)	actuante (T/m) Hu	Ff > Hu
Resisitencia Ia	67,26	33,90	30,48	OK
Resisitencia Ib	111,82	56,36	30,48	OK
Ev. Extremo Ia	64,01	40,33	37,15	OK
Ev. Extremo Ib	93,25	58,75	37,15	OK

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

c) Presiones actuantes en la base del estribo

Capacidad de carga factorada del terreno (q R)

1) Estado límite de Resistencia, con $\emptyset b = 0.45$ (Tabla 10.5.5.2.2-1):

$$qR = \emptyset b\ q\ n \quad (10.6.3.1.1\text{-}1)$$

$$qR = \emptyset b\ (FS.qadm) = 0.45\left(3 * 2.306\frac{kg}{cm^2}\right) = \mathbf{3.11}\frac{\boldsymbol{kg}}{\boldsymbol{cm^2}}$$

2) Estado límite de Evento Extremo, con Ø b = 1.00 (Art. 11.6.5):

$$qR = Øb\ qn \text{ (10.6.3.1.1-1)}$$

$$qR = Øb(FS.qadm) = 1.00(3x2.306\ \frac{kg}{cm^2}) = \mathbf{6.92\ \frac{kg}{cm^2}}$$

3) Estado límite de Servicio:

$$q\ adm = \mathbf{2.306\ kg/cm^2}$$

Tabla 158 Chequeo de presiones actuantes en base del estribo con puente

ESTADO	Vu (T/m)	Mvu (T-m/m)	Mhu (T-m/m)	Xo= $\frac{MVu-Mhu}{Vu}$ (m)	$e = \left\|\frac{B}{2} - Xo\right\|$ (m)	qu = $\left\|\frac{Vu}{B-2e}\right\|$	qr	qu > qr
Resisitencia Ia	67,26	199,23	77,05	1,817	0,533	1,614	3,11	OK
Resisitencia Ib	111,82	311,71	77,05	2,099	0,251	2,514	3,11	OK
Ev. Extremo Ia	64,01	187,05	108,57	1,226	1,124	1,790	6,92	OK
Ev. Extremo Ib	93,25	266,58	108,57	1,694	0,656	2,306	6,92	OK
Servicio I	80,87	225,69	49,67	2,176	0,174	1,787	2,036	OK

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

D. CASO II – ESTRIBO SIN PUENTE

A) ESTADOS LIMITES APLICABLES Y COMBINACIONES DE CARGAS

Tabla 159 Estribo si puente (cargas verticales Vu)

ESTRIBO SIN PUENTE (Cargas verticalesVu)				
TIPO	**DC**	**EV**	**LS**	**SUMA**
Carga	**DC**	**EV**	**Lsy**	**Vu (T)**
V (T)	22,04	32,99	2,6	57,62
Resistencia I a	**0,90**	**1,00**	**1,75**	
	19,84	32,99	4,55	57,37
Resistencia I b	**1,25**	**1,35**	**1,75**	
	27,55	44,53	4,55	76,63
Ev. extremo I a	**0,90**	**1,00**	**0,50**	
	19,84	32,99	1,30	54,12
Ev. extremo I b	**1,25**	**1,35**	**0,50**	
	27,55	44,53	1,30	73,38
Servicio I	**1,00**	**1,00**	**1,00**	
	22,04	32,99	2,60	57,62

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 160 Momento estabilizador

MOMENTO ESTABILIZADOR (Cargas verticales MVu)				
TIPO	**DC**	**EV**	**LS**	**SUMA**
Carga	**DC**	**EV**	**Lsy**	**Vu (T)**
V (T)	50,44	115,51	9,75	175,70
Resistencia I a	**0,90**	**1,00**	**1,75**	
	45,39	115,51	17,06	177,97
Resistencia I b	**1,25**	**1,35**	**1,75**	
	63,05	155,94	17,06	236,05
Ev. extremo I a	**0,90**	**1,00**	**0,50**	
	45,39	115,51	4,88	165,78
Ev. extremo I b	**1,25**	**1,35**	**0,50**	
	63,05	155,94	4,88	223,86
Servicio I	**1,00**	**1,00**	**1,00**	
	50,44	115,51	9,75	175,70

(cargas verticales MVu)

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 161 Cargas horizontales Hu

CARGAS HORIZONTALES Hu					
TIPO	**LS**	**EH**	**EQ**		**SUMA**
Carga	**LS (cos)**	**EH (cos)**	**Eqterr**	**Eqestri**	**Hu (T)**
V (T)	2,91	16,92	1,51	5,5	26,84
Resistencia I a	**1,75**	**1,50**	**0,00**	**0,00**	
	5,09	25,38	0,00	0,00	30,48
Resistencia I b	**1,75**	**1,50**	**0,00**	**0,00**	
	5,09	25,38	0,00	0,00	30,48
Ev. extremo I a	**0,50**	**1,50**	**1,00**	**1,00**	
	1,46	25,38	1,51	5,50	33,85
Ev. extremo I b	**0,50**	**1,50**	**1,00**	**1,00**	
	1,46	25,38	1,51	5,50	33,85
Servicio I	**1,00**	**1,00**	**0,00**	**0,00**	
	2,91	16,92	0,00	0,00	19,83

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 162 Momentos de vuelco por cargas horizontales MHu

MOMENTOS DE VUELCO POR CARGAS HORIZONTALES Hu					
TIPO	**LS**	**EH**	**EQ**		**SUMA**
Carga	**LS (cos)**	**EH (cos)**	**Eqterr**	**Eqestri**	**Hu (T)**
V (T)	10,19	39,48	5,29	17,00	71,95
Resistencia I a	**1,75**	**1,50**	**0,00**	**0,00**	
	17,82	59,22	0,00	0,00	77,05
Resistencia I b	**1,75**	**1,50**	**0,00**	**0,00**	
	17,82	59,22	0,00	0,00	77,05
Ev. extremo I a	**0,50**	**1,50**	**1,00**	**1,00**	
	5,09	59,22	5,29	17,00	86,59
Ev. extremo I b	**0,50**	**1,50**	**1,00**	**1,00**	
	5,09	59,22	5,29	17,00	86,59
Servicio I	**1,00**	**1,00**	**0,00**	**0,00**	
	10,19	39,48	0,00	0,00	49,67

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

B) CHEQUEO DE ESTABILIDAD Y ESFUERZOS

a) Vuelco alrededor del punto "A"

Tabla 163 Chequeo a vuelco del estribo sin puente

ESTADO	Vu (T/m)	Mvu (T-m/m)	Mhu (T-m/m)	Xo= $\frac{MVu-Mhu}{Vu}$ (m)	$e=\left\lvert\frac{B}{2}-Xo\right\rvert$ (m)	emax (m)	Xo > $emax$
Resisitencia Ia	57,37	177,97	77,05	1,759	0,591	1,175	OK
Resisitencia Ib	76,63	236,05	77,05	2,075	0,275	1,175	OK
Ev. Extremo Ia	54,12	165,78	86,59	1,463	0,887	1,723	OK
Ev. Extremo Ib	73,38	223,86	86,59	1,871	0,479	1,723	OK

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

b) Deslizamiento en base del estribo

Con: $u = tg\emptyset_f = tg(32.33) = 0.633$ $(Art.10.6.3.3)$ Dónde: Øf = ángulo de fricción interna del suelo.

$\emptyset_T = 0.80$, *estado limite de resistencia*

$\emptyset_T$= 1.00, estado límite de evento extremo. (Tabla 10.5.5.2.2.1 AASHTO-2010)

Tabla 164 Chequeo de desplazamiento del estribo sin puente

ESTADO	Vu (T/m)	resistencia (T/m) Ff=u(Øvu)	actuante (T/m) Hu	Ff > Hu
Resisitencia Ia	57,37	30,51	30,48	OK
Resisitencia Ib	76,63	38,62	30,48	OK
Ev. Extremo Ia	54,12	34,10	33,85	OK
Ev. Extremo Ib	73,38	46,23	33,85	OK

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

c) Presiones actuantes en la base del estribo

ESTADO	Vu (T/m)	Mvu (T-m/m)	Mhu (T-m/m)	Xo= $\frac{MVu-Mhu}{Vu}$ (m)	$e=\left\lvert\frac{B}{2}-Xo\right\rvert$ (m)	q= $\left\lvert\frac{Vu}{B-2e}\right\rvert$	qu	qu > q
Resisitencia Ia	57,37	177,97	77,05	1,759	0,591	1,396	3.11	OK
Resisitencia Ib	76,63	236,05	77,05	2,075	0,275	1,732	3.11	OK
Ev. Extremo Ia	54,12	165,78	86,59	1,463	0,887	1,419	6.92	OK
Ev. Extremo Ib	73,38	223,86	86,59	1,871	0,479	1,739	6.92	OK
Servicio I	57,62	175,70	49,67	2,187	0,163	1,270	2.306	OK

Tabla 165 Presiones actuantes en la base del estribo sin puente

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

CALCULO DEL ACERO

1) Diseño de pantalla

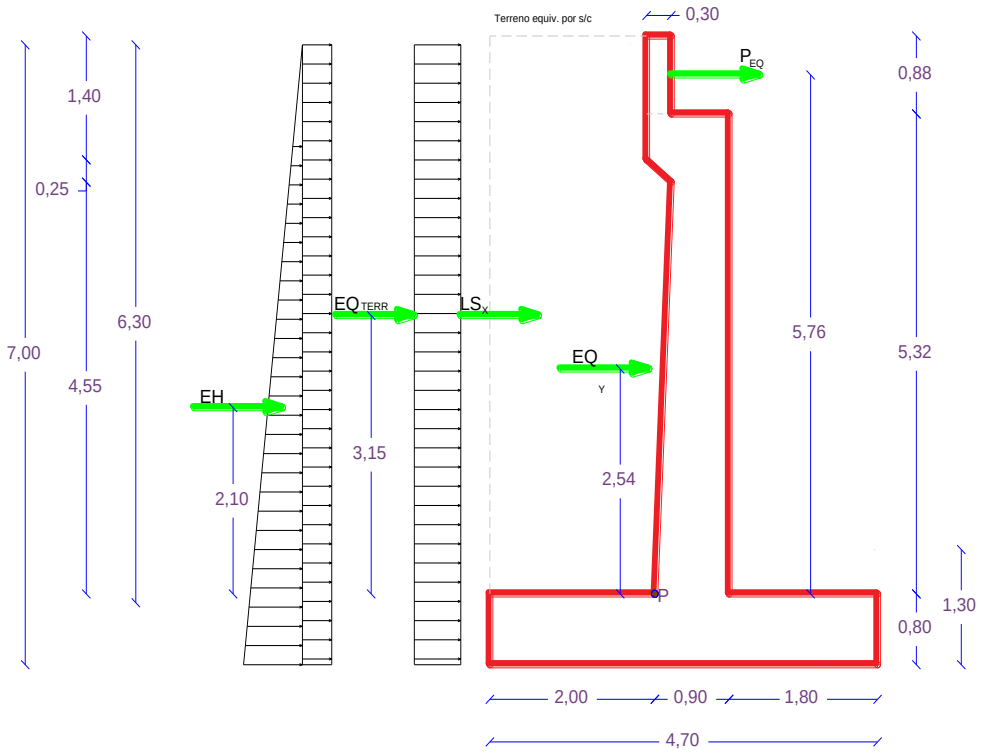


Ilustración 140 Sección típica de la pantalla para el cálculo de acero de refuerzo

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Tabla 166 Cargas aplicadas sobre la pantalla del estribo

TIPO	CARGA DISTRIBUIDA (T/m)				CARGA (T)		Y (m)	M (T-m)
	Ka	h'	Peso especifico	TOTAL (1)	H	TOTAL (2)		
LS	0,303	0,6	2,28	0,415	6,30	2,61	2,70	7,05
EH	0,303	6,2	2,28	4,283	3,10	13,28	2,10	27,88
Eqterreno	0,0135	6,2	2,28	0,191	6,20	1,18	2,70	3,19
PEQ						5,50	5,86	32,23
Eqestribo						4,32	2,54	10,97

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Donde para EQ_{estrb}: W= peso estribo y terreno tributario:

$$P = (0.69 + 0{,}41 + 0.10 + 9.86 + 1.21) + (0.09 + 1.06 + 1.06 + 28.73)$$

$$P = 43.21\, Ton/m$$

$$k_h = 0.5A = 0.10$$

$EQ_{estrb} = k_h.W = 0.10x43.21Ton/m = 4.32\ Ton/m$

$Y_p = C.G.del\ estribo\ y\ terreno\ tributario\ sobre\ P = 2.54\ m$

a) <u>Acero por flexión.</u>

Momento de diseño en la base de la pantalla

Estado límite de resistencia 1, con n=$n_D n_R n_I$=1:

$$Mu = n[1.75M_{LS} + 1.50M_{EM} + 1.75M_{BR}\ ]$$

$$Mu = 1.00[1.75(7.05\ T-m) + 1.50(27.88\ T-m) + 1.75(0T-m)]$$

$$Mu = 54.16\ T-m$$

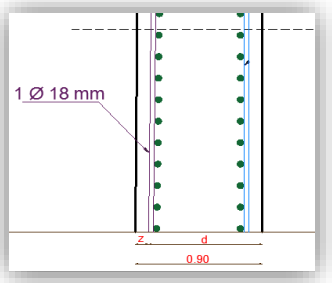
Estado límite de Evento Extremo 1, con n=$n_D n_R n_I$=1:

$$Mu = n[0.50M_{LS} + 1.50M_{EM} + 1.00M_{EQ} + 0.50M_{BR}\ ]$$

$$Mu = 1.00[0.50(7.05T-m) + 1.50(27.88T-m) + 1.00(3.19+32.23+10.97)T - m + 0.50(0\ T-m)]$$

$$Mu = 91.80\ T-m$$

Con mayor **Mu = 91.80 T-m**, As=1 Ø $18mm$, recubrimiento r = 7.50 cm



$$z = 7.5 + \frac{7.04}{2} = 11.02\ cm$$

$$d = 90\ cm - 11.02\ cm = 78.98\ cm$$

Asumimos $c = t = 90cm$

El valor de $a = 085 * c = 0.85 * 90cm = \mathbf{76.50\ cm}$

Øf =1.0, según Art. 11.6.5 para estado límite de Evento Extremo)

$$As = \frac{Mu}{\text{Øf} * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{91.81 * 10^5}{1 * 4200 * \left(78.98 - \frac{76.50}{2}\right)} = 53.67\ cm^2$$

$$\rho = \frac{As}{(B * d)} = \frac{53.67}{(100 * 78.98)} = 0.0068$$

Se verificara que el $c_{asumido}$ sea mayor al $c_{calculado}$:

$$c_{calculado} = 1.18 \frac{\rho * fy * d}{(0.85 * f'c)} = 1.18 \left(\frac{0.0068 * 4200 * 78.98}{0.85 * 280}\right) = \mathbf{11.18\ cm < 90\ cm\ OK}$$

Con el valor de $c_{calculado} = 11.18\ cm$

$$hallamos\ un\ nuevo: a = 0.85 * c = 0.85 * (11.18) = 9.50\ cm$$

$$As = \frac{Mu}{\text{Øf} * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{91.81 * 10^5}{1 * 4200 * \left(78.98 - \frac{9.50}{2}\right)} = 29.45\ cm^2$$

$$a = \frac{As * 4200}{(0.85 * f'c * B)} = \frac{29.45 * 4200}{(0.85 * 280 * 100)} = 5.20\ cm$$

$$s_{\text{Ø}18mm} = \frac{2.55}{29.45} = 0.09\ m\ SE\ ASUME\ 0.10m$$

<u>As Máximo:</u> Una sección no sobre reforzada cumple con:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Como:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.20cm}{0.85} = 6.12\ cm$$

$$d_e = 78.98\ cm$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{6.12}{78.98} = 0.077 \leq 0.42 \qquad OK$$

<u>As mínimo:</u> La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2Mcr\ y\ 1.33Mu$:

c) $1.2Mcr = 1.2(f_r\ S) = 1.2\left(33.63\frac{kg}{cm^2}\right)(135000cm^3) = 54.49\ T-m$

Siendo:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c}\ \frac{kg}{cm^2} = 2.01\sqrt{280} = 33.63\frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 90^2}{6} = 135000cm^3$$

d) $1.33Mu = 1.33(77.26T-m) = 102.76\ T-m$

El menor valor es 54.49 T-m y la cantidad de acero calculada (29.45cm^2) resiste:

$$\boldsymbol{Mu = 91.81\ T-m > 54.48\ T-m} \qquad OK$$

Usar acero de refuerzo de **1Ø18mm @0.10 m**

b) <u>As de temperatura.</u>

$$As_{temp} = 0.0018Ag \qquad \left[MKS, con\ Fy = 4200\frac{kg}{cm^2}\right]$$

Siendo la pantalla de sección variable, tomamos conservadoramente un grosor de 0.80m:

$$As_{temp} = 0.0018x80x100 = 14.40cm^2$$

En dos capas se colocara:

$$\frac{14.40cm^2}{2} = 7.20cm^2/capa$$

Utilizando varillas 1 Ø $14mm$, la separación será:

$$s_{Ø14mm} = \frac{1.54}{7.20} = 0.20m$$

$$S_{Ø14mm} = 0.20m < S_{max} = 0.45\ m \quad \textbf{\textit{OK}}$$

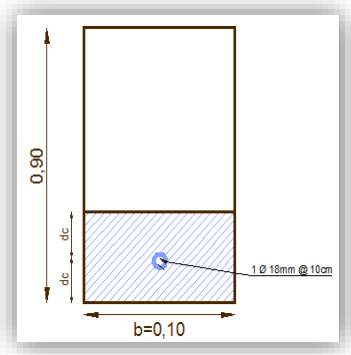
Usar acero de refuerzo de **1Ø14mm @ 0.20m**

c) **Revisión de figuración por distribución de armadura**

Esfuerzo máximo del acero:

$$f_{sa1} = \frac{Z}{(d_c * A)^{1/3}} \leq 0.60 * Fy$$

Para el acero principal:



$$d_c = recubrimiento + \frac{Ø}{2}$$

$$d_c = 7.5cm + \frac{1.8}{2}cm = 8.40\ cm$$

$$b = espacio\ del\ acero = 10cm$$

$$n_v = número\ de\ varillas = 1$$

$$A = \frac{2d_c * b}{n_v} = \frac{2(8.40cm) * 10cm}{1} = 168.00\ cm^2$$

$$Z = 30000\frac{N}{mm} \quad (condicionn\ de\ exposicion\ moderada)$$

$$Z = 30600kg/cm$$

Luego:

$$f_{sa1} = \frac{30600\frac{kg}{cm}}{(8.40cm * 168.00\ cm^2)^{1/3}} = 2728.09\frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{sa} = 0.60\left(4200\frac{kg}{cm^2}\right) = 2520\frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{sa} = 2520\frac{kg}{cm^2}$$

$$f_{sa} < f_{sa1} \ \ ok$$

Esfuerzo del acero bajo cargas de servicio:

$$f_s = \frac{M_S * c}{1} * n$$

Para el diseño por estado límite de servicio I, con $n = \boldsymbol{n_D n_R n_I} = \mathbf{1}$:

$$Ms = n[1.00M_{LS} + 1.00M_{EM} + 1.00M_{BR}\ ]$$

$$Ms = 1.00[1.00(7.97T - m) + 1.00(27.49T - m) + 1.00(0T - m)]$$

$$Ms = 35.46\ \ T - m$$

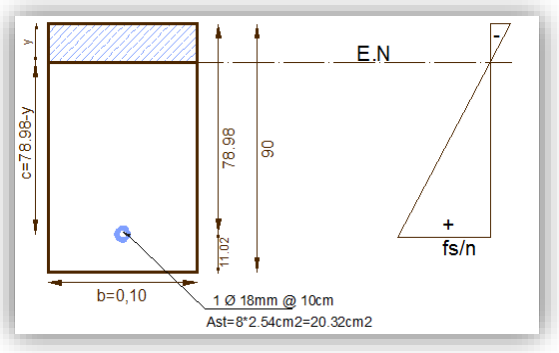
Para un ancho tributario de 0.17m:

$$M_s = \left(35.46T - \frac{m}{m}\right)(0.10m) = 3.55T - m$$

$$E_s = 200000\ MPa = 2'039400\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$E_c = 15344\sqrt{f'c} = 15344\sqrt{280} = 256754.23\frac{kg}{cm^2}$$

$$n = \frac{Es}{Ec} = \frac{2'039400\frac{kg}{cm^2}}{256754.23\frac{kg}{cm^2}} = 8$$



Área de acero transformada:

$$A_{st} = relacion\ modular * area\ de\ acero$$

$$A_{st} = 8\ (2.54cm^2) = 20.32\ cm^2$$

Momentos respecto del eje neutro para determinar y:

$$10y\left(\frac{y}{2}\right) = 20.32(78.98 - y)$$

$$5y^2 + 20.32y - 1604.87 = 0$$

$$y = 15.99cm$$

$$c = 78.98cm - y = 78.98 - 15.99 = 62.99\ cm$$

Inercia respecto del eje neutro de sección trasformada:

$$I = A_{st}c^2 + \frac{by^3}{3} = 20.32(62.99^2) + \frac{10(15.99)^3}{3}$$

$$= 81467.18\ cm^4$$

Luego:

$$f_s = \frac{M_S.c}{I}.n = \frac{3.55x10^5x62.99}{81467.18}x\ 8 = 2195.87\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\mathbf{f_s = 2195.87\frac{kg}{cm^2} < f_{sa} = 2520\ \frac{kg}{cm^2}}\quad \boldsymbol{OK}$$

d) Revisión por corte

Típicamente el corte no gobierna el diseño de un muro de contención; sin embargo revisaremos el grosor de la pantalla para confirmar que no se requiere armadura transversal.

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Resistencia I, con $n = \boldsymbol{n_D n_R n_I = 1, es}$:

$$V_u = n(1.75V_{LS} + 1.50V_{EM} + 1.75V_{BR})$$

$$V_u = 1.00[1.75(2.61\,T) + 1.50(13.28T) + 1.75(0T)] = 24.49\,T$$

El cortante actuante en la base de la pantalla para el estado límite de Evento Extremo I, con $n = \boldsymbol{n_D n_R n_I = 1, es}$:

$$V_u = n(0.5V_{LS} + 1.50V_{EM} + 0.5V_{EQ} + 0.5V_{BR})$$

$$V_u = 1.00[0.5(2.61T) + 1.50(13.28T) + 1.00(1.18 + 5.50 + 4.32))]$$

$$V_u = 32.23\,T$$

El cortante resistente del concreto es: $V_r = \emptyset V_n$ $\emptyset = 1.0$

Siendo V_n el menor valor de:

$$\boldsymbol{V_n = V_c + V_s + V_p}$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}\quad d_v.b_v = 0.53\sqrt{280}\ (100x76.84) = 68146.29kg = 68.15\,T$$

Dónde: $b_v = ancho\ de\ diseño\ de\ pantalla = 100cm$

$$d_e = 78.98cm$$

$$d_v = peralte\ de\ corte\ efectivo = d_e - \frac{a}{2} = 78.98 - \frac{4.29}{2} = \boldsymbol{76.84\ cm}\quad \boldsymbol{OK}$$

No menor que el valor mayor de:

$$0.90\ d_e = 0.90(78.98cm) = 71.08cm$$

$$0.72h = 0.72(90cm) = 64.80cm$$

Con $V_p = 0\ \ y\ \ V_s = 0\ el\ menor\ valor\ de$:

$$V_n = 68.15\ T + 0\ T + 0\ T = \mathbf{68.15\ T}$$

$$V_n = 0.25x280x100x76.84 = \mathbf{537.88\ T}$$

Es: $V_n = 68.15\ T$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \emptyset V_n = 1.0(68.15\ T) = \mathbf{68.15\ T} > \mathbf{32.23\ T}\ \ \boldsymbol{OK}$$

2) **DISEÑO DE LA CIMENTACIÓN**

a) Acero parte superior de zapata

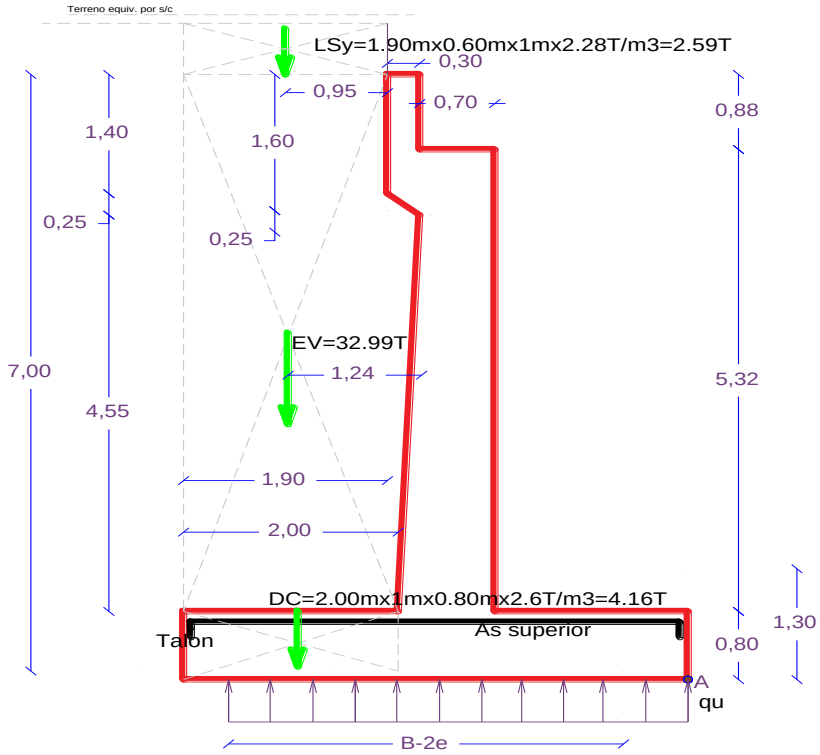


Ilustración 141 Sección del estribo para el cálculo de acero de refuerzo en la zapata superior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Momento de diseño en cara vertical de pantalla, estado límite de resistencia lb, con $n = \boldsymbol{n_D n_R n_I = 1}$, despreciando del lado conservador la reacción del suelo:

$$M_u = n(1.25M_{DC} + 1.35M_{EV} + 1.75M_{LS})$$

$$M_u = 1.00[1.25(4.16Tx1.00m) + 1.35(32.99Tx1.24m) + 1.75(2.59Tx0.95m)]$$

$$\boldsymbol{M_u = 64.73\ T - m}$$

Omitimos el estado de Evento Extremo I, pues no es crítico en este caso.

Utilizando acero $\boldsymbol{1\emptyset 20mm}$ y recubrimiento **r= 5.00cm**

$$z = recub + \frac{\emptyset}{2} = 5.00 + \frac{2}{2} = 6.00\ cm$$

$$d = 80\ cm - 6.00cm = 74.00\ cm$$

Asumimos $c = t = 80cm$

El valor de $a = 085 * c = 0.85 * 80cm = \boldsymbol{68.00\ cm}$

Øf =0.90, (según 5.5.4.2)

$$As = \frac{Mu}{\text{Øf} * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{64.73 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(74.00 - \frac{68}{2}\right)} = \boldsymbol{42.82\ cm^2}$$

$$\rho = \frac{As}{(B * d)} = \frac{42.82}{(100 * 74)} = 0.0057$$

Se verificara que el $c_{asumido}$ sea mayor al $c_{calculado}$:

$$c_{calculado} = 1.18\frac{\rho * fy * d}{(0.85 * f'c)} = 1.18\left(\frac{0.0057 * 4200 * 74.00}{0.85 * 280}\right) = \boldsymbol{8.78\ cm < 70\ cm\ \ OK}$$

Con el valor de $\boldsymbol{c_{calculado} = 8.78\ cm}$

$$hallamos\ un\ nuevo: a = 0.85 * c = 0.85 * (8.78) = 7.46\ cm$$

$$As = \frac{Mu}{\emptyset f * fy * \left(d - \frac{a}{2}\right)} = \frac{64.73 * 10^5}{0.90 * 4200 * \left(74 - \frac{7.46}{2}\right)} = 24.37\ cm^2$$

$$a = \frac{As * 4200}{(0.85 * f'c * B)} = \frac{24.37 * 4200}{(0.85 * 280 * 100)} = 4.30\ cm$$

Utilizando varillas $1\emptyset 20mm$, la separación será:

$$s = \frac{area\ de\ la\ varilla}{As} = \frac{3.15}{24.37} = 0.11\ m \quad SE\ ASUME\ 0.10m$$

As Máximo: Una sección no sobre reforzada cumple con:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Como:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{4.30}{0.85} = 5.06\ cm$$

$$d_e = 74cm$$

$$\frac{c}{d_e} = \frac{5.06}{74.00} = 0.067 \leq 0.42 \qquad \boldsymbol{OK}$$

As mínimo: La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2Mcr\ y\ 1.33Mu$:

a) $1.2Mcr = 1.2(f_r\ S) = 1.2\left(33.63\frac{kg}{cm^2}\right)(106666.67cm^3) = 43.05\ T - m$

Siendo:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c}\ \frac{kg}{cm^2} = 2.01\sqrt{280} = 33.63\frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 80^2}{6} = 106666.67cm^3$$

b) $1.33Mu = 1.33(65.66T - m) = 87.32\ T - m$

El menor valor es 43.05 T-m y la cantidad de acero calculada (24.37cm^2) resiste:

$$\boldsymbol{Mu = 64.73\ T - m > 43.05\ T - m} \quad \boldsymbol{OK}$$

Usar acero de refuerzo de **1 Ø 20mm @ 0.10 m**

b) <u>As de temperatura.</u>

$$As_{temp} = 0.0015\ Ag$$

$$As_{temp} = 0.0015x100x80 = 12.00\ cm^2$$

En dos capas se colocara:

$$\frac{12.00\ cm^2}{2} = 6.00\ cm^2/capa$$

Utilizando varillas $\emptyset 14mm$, la separación será:

$$s_{\emptyset 14mm} = \frac{1.54}{6.00} = 0.26\ m$$

$$S_{\emptyset 14mm} = 0.26\ m < S_{max} = 0.30\ m \quad \boldsymbol{OK}$$

Usar acero de refuerzo de **1 Ø14 mm @ 0.25 m**

Nota.- El acero de temperatura se colocará por no contar con ningún tipo de acero, perpendicular al acero de flexión, tanto en el talón como en la punta del cimiento.

c) <u>Revisión del talón por corte</u>

El cortante actuante en el talón para el estado límite de Resistencia I, con $n = \boldsymbol{n_D n_R n_I = 1, es}$:

$$V_u = n(1.25V_{DC} + 1.35V_{EV} + 1.75V_{LS})$$

$$V_u = 1.00[1.25(4.16T) + 1.35(32.99T) + 1.75(2.59T)]$$

$$V_u = 54.27\ T$$

Se omite el estado de Evento Extremo 1, pues no gobierna el diseño.

El cortante resistente del concreto es: $V_r = \emptyset V_n$ $\emptyset = 0.9$

Siendo V_n el menor valor de:

$$V_n = V_c + V_s + V_p$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c} \quad d_v . b_v \; = \; 0.53\sqrt{280} \; (100x74.00) = 65.63 \; T$$

Dónde: $b_v = ancho\ de\ diseño\ de\ zapata = 100cm$

$$d_e = 74.00\ cm$$

$$d_v = peralte\ de\ corte\ efectivo = d_e - \frac{a}{2} = 74.00 - \frac{4.39}{2} = \mathbf{71.85\ cm} \quad \boldsymbol{OK}$$

No menor que el valor mayor de:

$$0.90\ d_e = 0.90(74.00cm) = \mathbf{66.60\ cm}$$

$$0.72h = 0.72(80cm) = \mathbf{57.60\ cm}$$

Con $V_p = 0 \;\; y \;\; V_s = 0\ el\ menor\ valor\ de$:

$$V_n = 65.63\ T + 0\ T + 0\ T = \mathbf{65.63\ T}$$

$$V_n = 0.25x280x100x\ 71.85 = \mathbf{502.92\ T}$$

Es $el\ menor\ valor\ de$: $V_n = 65.63\ T$

La resistencia del concreto al corte es:

$$V_r = \emptyset V_n = 0.9(65.65\ T) = 59.07\ T > V_u = 54.27\ T \quad \boldsymbol{OK}$$

d) <u>Acero en fondo de zapata</u>

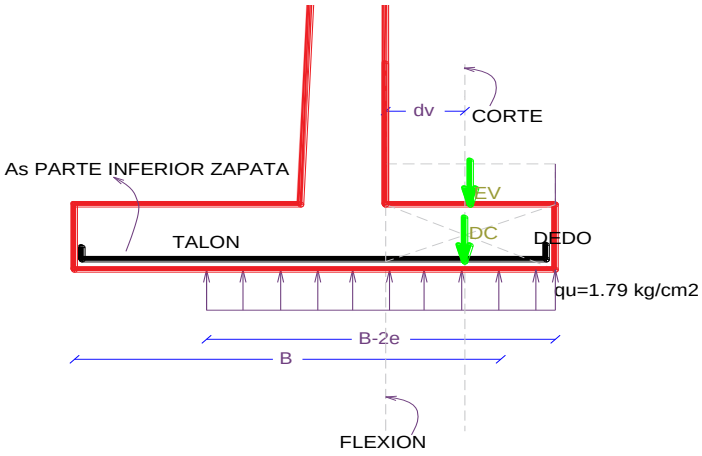


Ilustración 142 Sección del estribo para el cálculo de acero de refuerzo en la zapata inferior

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

Para el estado límite de Evento Extremo Ia, (presiones actuantes en la base del estribo) con **q_u= 1.79 kg/cm²,** despreciando del lado conservador el peso del terreno (EV) y de la punta de zapata (DC), el momento actuante en cara de pantalla es:

$$M_u = 17.90 \frac{T}{m^2} x \frac{(1.80m)^2}{2} x1m = \mathbf{28.99\ T - m}$$

$$s = \frac{3.15}{28.99} = 0.11\ m\ SE\ ASUME\ 0.10m$$

$$As = \frac{3.15}{0.10} = 31.50\ cm2/m$$

Utilizando $\mathbf{1\emptyset 20mm\ @\ 0.10\ m}$

Siendo: Recubrimiento = 5cm

$$z = recub + \frac{\emptyset}{2} = 5 + \frac{2}{2} = 6\ cm$$

$$d = 80\ cm - 6\ cm = 74\ cm$$

$$a = \frac{AsxFy}{0.85\ x\ f'c\ x\ b} = \frac{31.50x4200}{0.85\ x\ 280\ x\ 100} = 5.56cm$$

$$\emptyset_f = 1.0, para\ estado\ limite\ de\ Evento\ Extremo$$

$$M_u = \emptyset . Fy . \boldsymbol{As}\left(d - \frac{a}{2}\right) = 1.00x4200x31.50\left(74 - \frac{5.56}{2}\right) = \boldsymbol{80.99\ T - m}$$

$$\boldsymbol{M_u = 80.99\ T - m > M_u = 28.99\ T - m} \qquad \boldsymbol{OK}$$

As Máximo: Una sección no sobre reforzada cumple con:

$$\frac{c}{d_e} \leq 0.42$$

Como:

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{5.66}{0.85} = 6.66\ cm$$

$$d_e = 74cm$$

$$\frac{c}{d_e} = 0.006 \leq 0.42 \qquad \boldsymbol{OK}$$

As mínimo: La cantidad de acero proporcionado debe ser capaz de resistir el menor valor de $1.2Mcr\ y\ 1.33Mu$:

a) $1.2Mcr = 1.2(f_r\ S) = 1.2\left(33.63\frac{kg}{cm^2}\right)(106666.67cm^3) = 43.05\ T - m$

Siendo:

$$f_r = 2.01\sqrt{f'c}\ \frac{kg}{cm^2} = 2.01\sqrt{280} = 33.63\frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 * 80^2}{6} = 106666.67cm^3$$

b) $1.33Mu = 1.33(28.99T - m) = 38.56\ T - m$

El menor valor es **38.56 T-m** y la cantidad de acero calculada **(24.37cm^2)** resiste:

$$\boldsymbol{Mu = 38.56\ T - m > 28.99\ T - m} \qquad \boldsymbol{OK}$$

Usar acero de refuerzo de **1Ø20mm @ 0.10 m**

e) <u>Revisión de la punta por corte</u>

Calculo de d_v

$$d_v = peralte\ de\ corte\ efectivo = d_e - \frac{a}{2} = 74 - \frac{5.66}{2} = \mathbf{71.17\ cm}\ \ \mathbf{OK}$$

No menor que el mayor valor de:

$$0.90\ d_e = 0.90(74cm) = \mathbf{66.60cm}$$

$$0.72h = 0.72(80cm) = \mathbf{57.60\ cm}$$

$$0.72 * h = 57.60\ cm\ y\ \ 0.90 * d_c = 66.60\ cm < 71.17\ cm \qquad \mathbf{OK}$$

Debiendo tomar el cortante actuante a una distancia d_v de la cara de la pantalla, el cortante actuante es:

$$V_U = q_U\left(L_{punta} - d_v\right) = 17.90\ T/m^2(1.80m - 71.17m) = \mathbf{19.48Ton/m}$$

El cortante resistente del concreto es:

$$V_r = \emptyset V_n \qquad \emptyset = 1.00$$

Siendo V_n el menor valor de:

$$\boldsymbol{V_n} = V_c + V_s + V_p$$

$$V_c = 0.53\sqrt{f'c}\quad d_v.b_v = \ 0.53\sqrt{280}\ \ (100x71.17) = \mathbf{63.12\ T}$$

Con $V_p = 0\ \ y\ \ V_s = 0\ el\ menor\ valor\ de$:

$$\boldsymbol{V_n} = 63.12\ T + 0\ T + 0\ T = \mathbf{63.12\ T}$$

$$Vn\ = \ 0.25f'c * bv * dv\ + \ Vp$$

$$\boldsymbol{V_n} = 0.25x280x100x71.17 = \mathbf{498.19\ T}$$

Es: $\boldsymbol{V_n = 63.12\ T}$

La resistencia del concreto al corte es:

$$\boldsymbol{V_r = \emptyset V_n = 1.0(63.12T) = 63.12\,T > V_u = 19.48\,T \quad OK}$$

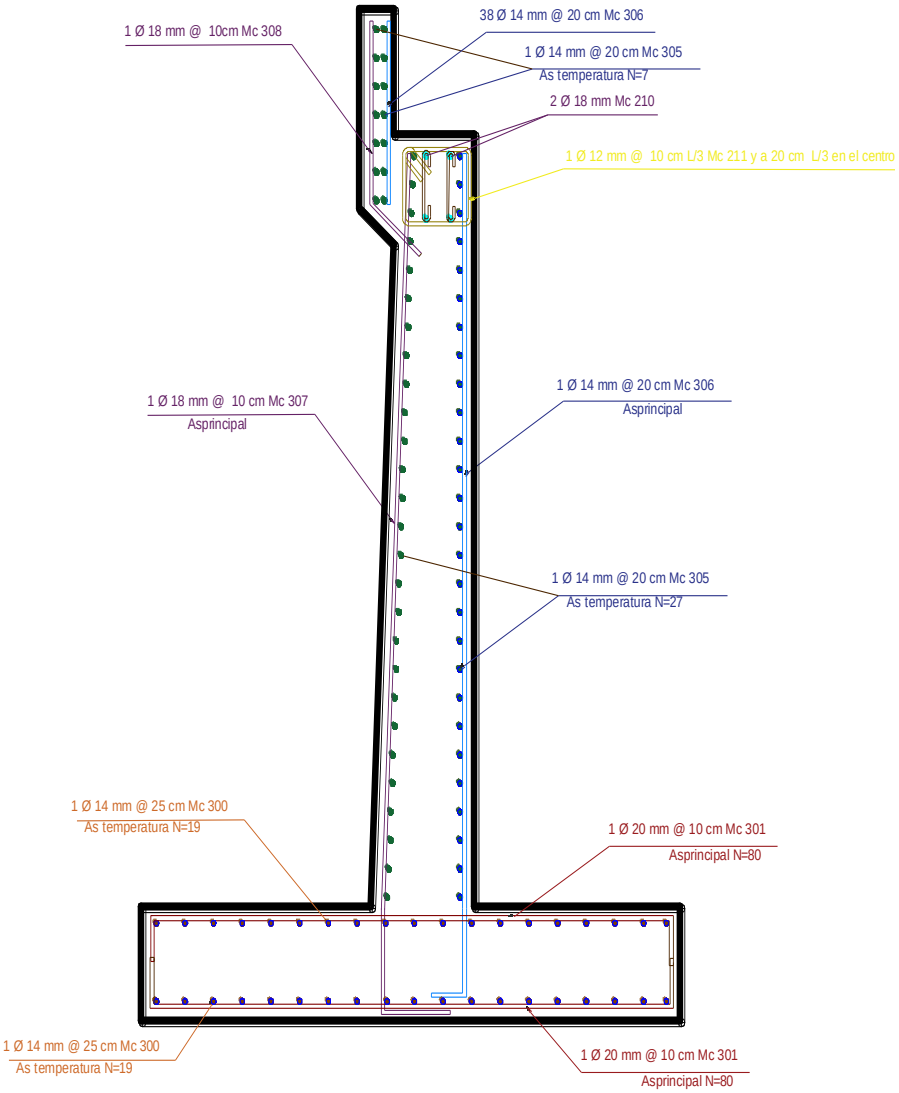


Ilustración 143 Armado final del estribo

Elaborado: Tesistas Luis Maigua-Milton Guano

8.7. Presupuesto

PRESUPUESTO

OBRA: "ANÁLISIS FUNCIONAL Y ESTRUCTURAL, PARA EL DISEÑO DEL PUENTE VEHICULAR SOBRE EL RIO BADCAHUÁN PERTENECIENTE AL CANTÓN PENIPE"

FECHA:

TABLA DE DESCRIPCIÓN DE RUBROS, UNIDADES, CANTIDADES Y PRECIOS

ITEM	DESCRIPCION	UNIDAD	CANTIDAD	P. UNITARIO	P. TOTAL
1	**OBRAS PRELIMINARES**				
	Replanteo y nivelación con estación total	m2	72,38	2,27	164,30
	Excavación y relleno de estribos	m3	566,80	12,90	7.311,72
	Replantillo de H.S. f'c= 180 kg/cm2 e=5 cm	m3	3,65	90,00	328,50
2	**SUBESTRUCTURA**				
	Encofrado de madera para estribo derecho	m2	130,00	40,34	5.244,20
	Encofrado de madera para estribo izquierdo	m2	130,00	40,34	5.244,20
	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 20 mm en estribos	kg	3120,34	2,41	7.520,02
	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 18 mm en estribos	kg	2822,36	2,35	6.632,55
	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 14 mm en estribos	kg	4765,40	2,20	10.483,88
	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 12 mm en estribos	kg	113,66	2,20	250,05
	Hormigon estructural de cemento chimborazo f´c=280 kg/cm2 en estribos	m3	135,05	165,36	22.331,87
	Tubo PVC 110mm. Para drenaje	U	6,00	8,02	48,12
	Apoyos de Neopreno Dureza Stup 60 (35*20*3)	U	6,00	392,87	2.357,22
	Junta de diltacion tipo III MOP	ml	15,40	109,45	1.685,53
3	**SUPERESTRUCTURA**				
	Obra falsa para encofrado de vigas, diafragmas y losa	U	1,00	8.884,30	8.884,30
	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 32 mm en vigas	kg	2464,40	2,50	6.161,00
	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 18 mm en vigas	kg	151,20	2,35	355,32
	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 16 mm en tablero	Kg	1606,99	2,20	3.535,38
	Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 16 mm en diafragma	kg	111,86	2,20	246,09
	Acero para estribos fy=4200 kg/cm2 Ø = 12 mm en vigas, tablero y diafragma	kg	412,83	2,04	842,18
	Acero de temperatura fy=4200 kg/cm2 Ø = 10 mm en tablero	kg	312,82	2,04	638,15
	Hormigon estructural de cemento portland f´c=280 kg/cm2 en losa, vigas, tablero y diafragmas	m3	34,50	165,36	5.704,92
	Barandales metálicos	kg	91,80	22,56	2.071,01
4	**SEÑALIZACIÓN**				
	Señalizacion al lado de la carretera 0.75x0.75 (alto, limite de vel. cruce peatonal)	U	8,00	184,99	1.479,92
	Tachas 3M Serie 290 ASTM E809	U	15,00	13,97	209,55
	Pintura de Trafico	M	80,00	9,35	748,00
5	**AMBIENTALES**				
	Agua para control de polvo	m3	5,00	5,93	29,65
	Limpieza y desalojo de material	m3	244,49	6,00	1.466,94
				TOTAL	**101.974,57**

Son: Ciento un mil novecientos setenta y cuatro con cincuenta y siete centavos

8.8. Descripción de la propuesta.

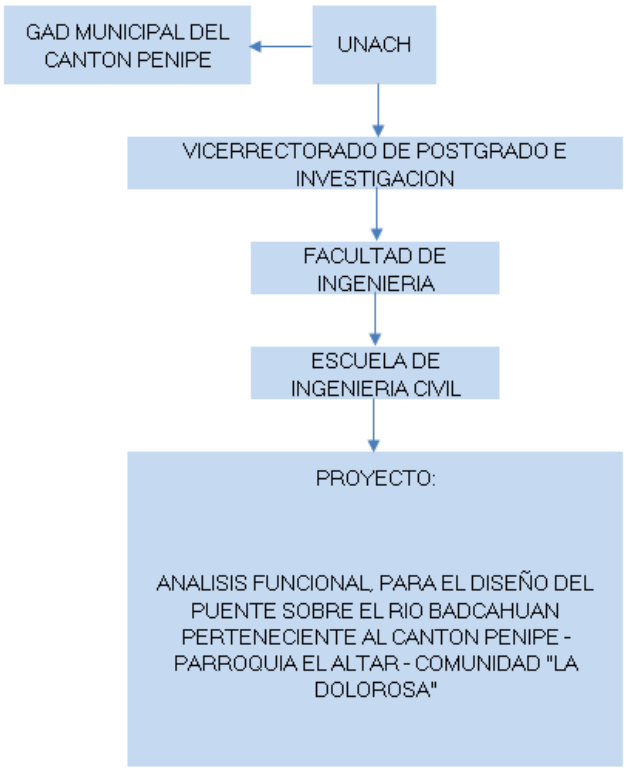
La investigación propuesta busca determinar el diseño de un nuevo puente sobre el rio Badcahuan perteneciente al cantón Penípe – parroquia El Altar – comunidad “La Dolorosa.

Para el desarrollo de la propuesta será necesaria la recopilación de documentación e información de los estudios básicos de ingeniería y resultados de la inspección realizada a la estructura, para establecer las condiciones de emplazamiento del nuevo puente y sus dimensiones óptimas.

El tiempo durante el cual se realizaron estos estudios fue de 3 meses, durante los cuales se procedió a la recopilación de la información, tabulación y análisis de resultados.

Dentro de los recursos utilizados están: programas computacionales (HEC-RAS, AutoCAD, Excel, Word, Civil-3D), norma ASSTHO STANDARD y ASSTHO LRFD, normas NTE-INEN.

8.9. Diseño organizacional.



CAPITULO IX

9. Bibliografía

- Ministerio de Transportes y Comunicaciones de la República del Perú.2009. Guía para inspección de puentes. Perú.
- Ministerio de Transportes y Obras Públicas de la República de Costa Rica.2007. Manual de inspección de puentes S.A.E.P. Costa Rica.
- Ministerio de Transportes y Obras Públicas de la República del Ecuador.2012. Norma Ecuatoriana Vial. Ecuador.
- ORTÍZ Adriana, SÁNCHEZ Luis, Tesis ¨Guía de inspección funcional y estructural de puentes de concreto reforzado tipo losa y losa sobre vigas¨, UNACH, 2014.
- AASHTO. Standard Specifications for Highway Bridges. Décimo séptima, Edición. 2002.
- Diseño de puentes con AASHTO. LRFD-2010 Fifth Edition, Mc Ing. Arturo Rodriguez Serquén, Perú-2012
- Norma INEN (1982-12), Granulometría para agregados finos y gruesos, Norma 696 y 872, Ecuador.
- Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI, “Isolineas de precipitación”, periodos de retorno de 50 a 100 años.

CAPITULO X

10. Anexos

ANEXO 1

Tabla de calificación del esclerómetro.

ANEXO 2

Estudio Geotécnico De Suelos

ANEXO 3

Tabla valores de diseño recomendados para carreteras de dos carriles y caminos vecinales de construcción).

ANEXO 4

Libreta de campo “Coordenadas Generales”

ANEXO 5

Análisis de precios unitarios

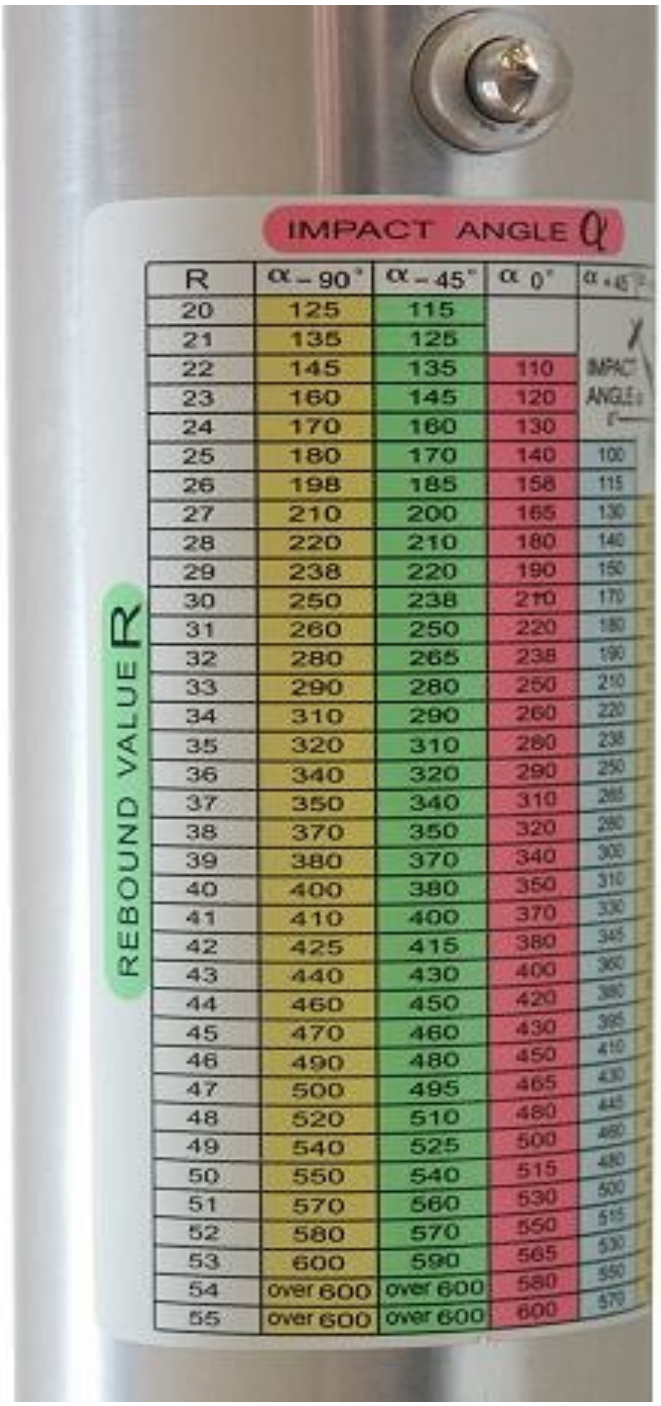
ANEXO 6

Plano topografía

ANEXO 7

Planos y detalles

ANEXO 1



R	α – 90°	α – 45°	α 0°	α +45°
20	125	115		
21	135	125		
22	145	135	110	
23	160	145	120	
24	170	160	130	
25	180	170	140	100
26	198	185	158	115
27	210	200	165	130
28	220	210	180	140
29	238	220	190	150
30	250	238	210	170
31	260	250	220	180
32	280	265	238	190
33	290	280	250	210
34	310	290	260	220
35	320	310	280	238
36	340	320	290	250
37	350	340	310	265
38	370	350	320	280
39	380	370	340	300
40	400	380	350	310
41	410	400	370	330
42	425	415	380	345
43	440	430	400	360
44	460	450	420	380
45	470	460	430	395
46	490	480	450	410
47	500	495	465	430
48	520	510	480	445
49	540	525	500	460
50	550	540	515	480
51	570	560	530	500
52	580	570	550	515
53	600	590	565	530
54	over 600	over 600	580	550
55	over 600	over 600	600	570

ANEXO 2

ANEXO 3

República del Ecuador
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS

VALORES DE DISEÑO RECOMENDADOS PARA CARRETERAS DE DOS CARRILES Y CAMINOS VECINALES DE CONSTRUCCIÓN

NORMAS	CLASE I 3 000 – 8 000 TPDA[1]						CLASE II 1 000 - 3 000 TPDA[1]						CLASE III 300 – 1 000 TPDA[1]						CLASE IV 100 – 300 TPDA[1]						CLASE V MENOS DE 100 TPDA[1]					
	RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA			RECOMENDABLE			ABSOLUTA		
	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M	LL	O	M
Velocidad de diseño (K.P.H.)	110	100	80	100	80	60	100	90	70	90	80	50	90	80	60	80	60	40	80	60	50	60	35	25[9]	60	50	40	50	35	25[9]
Radio mínimo de curvas horizontales (m)	430	350	210	350	210	110	350	275	160	275	210	75	275	210	110	210	110	42	210	110	75	110	30	20	110	75	42	75	30	20[9]
Distancia de visibilidad para parada (m)	180	160	110	160	110	70	160	135	90	135	110	55	135	110	70	110	70	40	110	70	55	70	35	25	70	55	40	55	35	25
Distancia de visibilidad para rebasamiento (m)	830	690	565	690	565	415	690	640	490	640	565	345	640	565	415	565	415	270	480	290	210	290	150	110	290	210	150	210	150	110
Peralte	MAXIMO = 10%																		10% (Para V > 50 K.P.H.) 8% (Para V < 50 K.P.H.)											
Coeficiente "K" para: [2]																														
Curvas verticales convexas (m)	80	60	28	60	28	12	60	43	19	43	28	7	43	28	12	28	12	4	28	12	7	12	3	2	12	7	4	7	3	2
Curvas verticales cóncavas (m)	43	38	24	38	24	13	38	31	19	31	24	10	31	24	13	24	13	6	24	13	10	13	5	3	13	10	6	10	5	3
Gradiente longitudinal [3] máxima (%)	3	4	6	3	5	7	3	4	7	4	6	8	4	6	7	6	7	9	5	6	8	6	8	12	5	6	8	6	8	14
Gradiente longitudinal [4] mínima (%)	0,5%																													
Ancho de pavimento (m)	7,3			7,3			7,0			6,70			6,70			6,00			6,00						4,00 [8]					
Clase de pavimento	Carpeta Asfáltica y Hormigón						Carpeta Asfáltica						Carpeta Asfáltica o D.T.S.B.						D.T.S.B. Capa Granular o Empedrado						Capa Granular o Empedrado					
Ancho de espaldones [5] estables (m)	3,0	2,5	2,0	2,5	2,0	1,5	3,0	2,5	2,0	2,5	2,0	1,5	2,0	1,5	1,0	1,5	1,0	0,5	0,60 (C.V. Tipo 6 y 7)						---					
Gradiente transversal para pavimento (%)	2,0						2,0						2,0						2,5 (C.V. Tipo 6 y 7) 4,0 (C.V. Tipo 5 y 5E)						4,0					
Gradiente transversal para espaldones (%)	2,0[5] - 4,0						2,0 - 4,0						2,0 - 4,0						4,0 (C.V. Tipo 5 y 5E)						---					
Curva de transición	USENSE ESPIRALES CUANDO SEA NECESARIO																													
Puentes Carga de diseño	HS - 20 – 44; HS – MOP; HS - 25																													
Puentes Ancho de la calzada (m)	SERA LA DIMENSION DE LA CALZADA DE LA VIA INCLUIDOS LOS ESPALDONES																													
Puentes Ancho de Aceras (m) [7]	0,50 m mínimo a cada lado																													
Mínimo derecho de vía (m)	Segun el Art. 3° de la Ley de Caminos y el Art. 4° del Reglamento aplicativo de dicha Ley																													
LL = TERRENO PLANO O = TERRENO ONDULADO M = TERRENO MONTAÑOSO																														

1) El TPDA indicado es el volumen promedio anual de tráfico diario proyectado a 15 – 20 años, cuando se proyecta un TPDA en exceso de 7 000 en 10 años debe investigarse la necesidad de construir una autopista. (Las normas para esta serán parecidas a las de la Clase I, con velocidad de diseño de 10 K.P.H. más para clase de terreno – Ver secciones transversales típicas para más detalles. Para el diseño definitivo debe considerarse el número de vehículos equivalentes.
2) Longitud de las curvas verticales: L = K A, en donde K = coeficiente respectivo y A = diferencia algébrica de gradientes, expresado en tanto por ciento. Longitud mínima de curvas verticales: L min = 0,60 V, en donde V es la velocidad de diseño expresada en kilómetros por hora.
3) En longitudes cortas menores a 500 m. se puede aumentar la gradiente en 1% en terrenos ondulados y 2% en terrenos montañosos, solamente para las carreteras de Clase I, II y III. Para Caminos Vecinales (Clase IV) se puede aumentar la gradiente en 1% en terrenos ondulados y 3% en terrenos montañosos, para longitudes menores a 750 m.
4) Se puede adoptar una gradiente longitudinal de 0% en rellenos de 1 m. a 6 m. de altura, previo análisis y justificación.
5) Espaldón pavimentado con el mismo material de la capa de rodadura de la vía. (Ver Secciones Típicas en Normas). Se ensanchará la calzada 0,50 m más cuando se prevé la instalación de guarda caminos.
6) Cuando el espaldón está pavimentado con el mismo material de la capa de rodadura de la vía.
7) En los casos en los que haya bastante tráfico de peatones, úsense dos aceras completas de 1,20 m de ancho.
8) Para tramos largos con este ancho, debe ensancharse la calzada a intervalos para proveer refugios de encuentro vehicular.
9) Para los caminos Clase IV y V, se podrá utilizar V_b = 20 Km/h y R = 15 m siempre y cuando se trate de aprovechar infraestructuras existentes y relieve difícil (escarpado).

NOTA: Las Normas anotadas "Recomendables" se emplearán cuando el TPDA es cerca al límite superior de las clases respectivas o cuando se puede implementar sin incurrir en costos de construcción. Se puede variar algo de las Normas Absolutas para una determinada clase, cuando se considere necesario el mejorar una carretera existente siguiendo generalmente el trazado actual.

ANEXO 4

COORDENADAS GENERALES TOPOGRAFICAS				
# PUNTOS	**NORTE (X)**	**ESTE (Y)**	**COTAS**	**DETALLE**
A1	9.828.854.000	777.458.000	2.598.000	EST
BM1	9.828.872.000	777.479.000	2.598.000	RF
1	9.828.854.745	777.461.559	2.597.550	P
2	9.828.860.648	777.466.869	2.597.510	P
3	9.828.853.166	777.471.116	2.597.770	P
4	9.828.847.098	777.465.708	2.597.719	P
5	9.828.855.990	777.472.751	2.597.851	V
6	9.828.861.721	777.469.257	2.597.656	V
7	9.828.863.476	777.478.084	2.598.137	V
8	9.828.866.804	777.472.421	2.597.863	V
9	9.828.867.548	777.480.031	2.598.334	V
10	9.828.874.318	777.473.983	2.598.022	V
11	9.828.872.965	777.481.165	2.598.420	V
12	9.828.883.803	777.471.724	2.598.240	V
13	9.828.879.527	777.480.196	2.598.477	V
14	9.828.892.843	777.466.554	2.598.472	V
15	9.828.894.040	777.473.128	2.598.567	V
16	9.828.903.216	777.460.218	2.598.707	V
17	9.828.905.428	777.465.178	2.598.805	V
18	9.828.914.446	777.452.994	2.598.862	V
19	9.828.917.671	777.458.683	2.598.957	V
20	9.828.923.282	777.447.151	2.598.987	V
21	9.828.933.117	777.449.295	2.599.231	V
22	9.828.932.839	777.441.283	2.599.197	V
23	9.828.947.273	777.440.688	2.599.516	V
24	9.828.945.215	777.433.673	2.599.560	V
25	9.828.959.445	777.434.690	2.599.634	V
26	9.828.958.271	777.427.957	2.600.021	V
27	9.828.940.625	777.432.380	2.599.991	T
28	9.828.936.395	777.435.794	2.599.300	T
29	9.828.924.427	777.438.311	2.594.876	T
30	9.828.930.891	777.440.524	2.599.097	T
31	9.828.921.208	777.441.281	2.594.967	T
32	9.828.925.211	777.443.500	2.599.181	T
33	9.828.917.070	777.444.518	2.595.310	T
34	9.828.921.505	777.446.607	2.598.906	T
35	9.828.914.698	777.450.261	2.597.664	T
36	9.828.909.622	777.448.403	2.593.959	T
37	9.828.907.446	777.454.893	2.598.412	T
38	9.828.902.435	777.451.040	2.592.129	T
39	9.828.901.268	777.458.351	2.598.257	T
40	9.828.893.623	777.455.780	2.592.300	T
41	9.828.890.944	777.463.650	2.598.112	T
42	9.828.882.134	777.468.520	2.598.147	T
43	9.828.880.549	777.463.340	2.594.022	T
44	9.828.874.259	777.469.215	2.597.670	T
45	9.828.867.238	777.469.433	2.597.488	T
46	9.828.869.272	777.465.566	2.593.652	T

47	9.828.863.229	777.467.135	2.597.399	T
48	9.828.862.427	777.463.585	2.591.628	R
49	9.828.871.936	777.462.462	2.590.934	R
50	9.828.882.339	777.457.486	2.590.851	R
51	9.828.876.736	777.456.434	2.590.793	R
52	9.828.892.363	777.451.546	2.589.778	R
53	9.828.881.048	777.453.133	2.589.935	R
54	9.828.903.533	777.443.747	2.588.996	T
55	9.828.887.153	777.446.568	2.589.396	R
56	9.828.910.464	777.431.280	2.587.196	R
57	9.828.890.830	777.442.614	2.588.651	R
58	9.828.907.318	777.433.313	2.586.841	R
59	9.828.894.151	777.439.346	2.588.528	R
60	9.828.903.811	777.439.909	2.587.405	R
61	9.828.898.940	777.445.460	2.587.752	R
62	9.828.891.169	777.448.404	2.588.775	R
63	9.828.908.265	777.426.812	2.589.229	T
64	9.828.888.489	777.453.180	2.589.254	R
65	9.828.901.091	777.431.309	2.590.190	T
66	9.828.881.305	777.454.932	2.589.936	R
67	9.828.892.769	777.436.854	2.591.282	R
68	9.828.871.350	777.460.304	2.590.428	R
69	9.828.885.346	777.441.554	2.592.268	T
70	9.828.861.004	777.465.126	2.592.579	ET
71	9.828.878.097	777.443.336	2.593.358	T
72	9.828.871.815	777.448.099	2.593.837	T
73	9.828.865.917	777.451.759	2.594.505	T
74	9.828.862.476	777.455.804	2.595.373	T
75	9.828.904.925	777.410.906	2.588.912	T
76	9.828.859.595	777.457.052	2.596.986	T
77	9.828.899.186	777.401.567	2.588.698	T
78	9.828.856.232	777.457.518	2.597.694	T
79	9.828.889.982	777.408.276	2.589.767	T
80	9.828.896.212	777.418.633	2.590.125	T
81	9.828.850.486	777.447.045	2.596.043	T
82	9.828.886.780	777.427.451	2.591.647	T
83	9.828.857.418	777.442.365	2.594.934	T
84	9.828.866.767	777.433.740	2.593.688	T
85	9.828.879.701	777.419.071	2.591.990	T
86	9.828.877.335	777.427.732	2.592.491	T
87	9.828.878.303	777.404.759	2.592.216	T
88	9.828.867.191	777.409.124	2.593.939	T
89	9.828.858.985	777.424.349	2.594.480	T
90	9.828.882.263	777.390.115	2.592.172	T
91	9.828.875.655	777.391.066	2.593.448	T
92	9.828.871.705	777.390.425	2.595.747	T
93	9.828.870.594	777.388.347	2.597.847	T
94	9.828.873.470	777.377.435	2.600.390	CM
95	9.828.869.505	777.374.126	2.600.891	CM
96	9.828.865.151	777.397.237	2.597.744	T

97	9.828.863.735	777.383.154	2.601.231	CM
98	9.828.865.526	777.390.866	2.601.005	CM
99	9.828.861.735	777.403.394	2.597.924	T
100	9.828.860.242	777.390.397	2.601.364	CM
101	9.828.858.718	777.410.442	2.597.444	T
102	9.828.859.846	777.401.876	2.600.251	CM
103	9.828.856.807	777.415.759	2.596.655	T
104	9.828.840.726	777.431.644	2.598.326	V
105	9.828.839.183	777.443.823	2.598.214	V
106	9.828.846.739	777.443.952	2.597.724	V
107	9.828.840.711	777.452.341	2.598.120	V
108	9.828.847.610	777.449.030	2.597.624	V
109	9.828.844.917	777.460.639	2.597.985	V
110	9.828.850.464	777.455.746	2.597.483	V
111	9.828.853.731	777.459.680	2.597.347	V
112	9.828.842.918	777.462.250	2.598.197	T
113	9.828.838.505	777.451.225	2.598.545	T
114	9.828.834.302	777.463.176	2.598.232	T
115	9.828.831.391	777.454.437	2.598.740	T
116	9.828.821.229	777.466.158	2.598.047	T
117	9.828.822.483	777.456.113	2.598.572	T
118	9.828.810.884	777.466.992	2.600.049	T
119	9.828.811.722	777.458.669	2.599.817	T
120	9.828.800.609	777.472.185	2.601.209	T
121	9.828.803.860	777.461.178	2.600.552	T
122	9.828.786.217	777.483.209	2.602.865	T
123	9.828.797.052	777.465.656	2.601.350	T
124	9.828.776.244	777.499.626	2.604.471	T
125	9.828.786.449	777.470.532	2.602.807	T
126	9.828.764.714	777.503.720	2.606.009	T
127	9.828.780.122	777.477.967	2.603.622	T
128	9.828.753.000	777.506.494	2.606.445	T
129	9.828.768.261	777.481.620	2.605.185	T
130	9.828.743.376	777.504.056	2.607.870	T
131	9.828.755.751	777.486.161	2.606.688	T
132	9.828.728.351	777.499.441	2.609.000	T
133	9.828.743.393	777.487.534	2.607.854	T
134	9.828.713.396	777.502.029	2.610.563	T
135	9.828.729.212	777.489.766	2.609.092	T
136	9.828.719.913	777.490.111	2.610.157	T
137	9.828.733.520	777.483.322	2.608.818	T
138	9.828.747.021	777.477.805	2.607.504	T
139	9.828.705.449	777.533.144	2.613.063	T
140	9.828.757.149	777.473.550	2.606.698	T
141	9.828.710.265	777.528.813	2.612.042	T
142	9.828.766.498	777.467.355	2.605.412	T
143	9.828.714.099	777.524.386	2.610.549	T
144	9.828.775.846	777.462.504	2.603.856	T
145	9.828.722.311	777.522.326	2.609.267	T
146	9.828.784.686	777.458.118	2.603.515	T

147	9.828.730.208	777.521.355	2.608.463	T
148	9.828.796.274	777.454.117	2.602.147	T
149	9.828.742.249	777.516.781	2.607.232	T
150	9.828.808.748	777.451.189	2.600.617	T
151	9.828.756.514	777.522.581	2.606.415	T
152	9.828.819.505	777.444.388	2.598.924	T
153	9.828.748.206	777.528.003	2.607.243	T
154	9.828.833.032	777.431.160	2.598.899	T
155	9.828.784.398	777.492.940	2.599.265	R
156	9.828.852.932	777.475.663	2.597.750	T
157	9.828.790.507	777.489.847	2.598.513	R
158	9.828.847.179	777.480.578	2.598.073	T
159	9.828.789.794	777.482.820	2.598.247	R
160	9.828.839.856	777.481.954	2.597.647	T
161	9.828.793.695	777.482.530	2.597.798	R
162	9.828.801.066	777.475.644	2.598.604	R
163	9.828.820.033	777.482.763	2.597.891	R
164	9.828.803.446	777.478.679	2.596.817	R
165	9.828.813.272	777.485.023	2.597.919	R
166	9.828.806.578	777.470.476	2.597.453	R
167	9.828.806.422	777.488.509	2.598.727	R
168	9.828.816.462	777.472.043	2.596.282	R
169	9.828.812.909	777.482.003	2.595.696	R
170	9.828.806.495	777.479.924	2.596.873	R
171	9.828.807.101	777.479.553	2.596.621	R
172	9.828.806.596	777.479.765	2.596.709	R
173	9.828.806.902	777.479.750	2.596.642	R
174	9.828.807.127	777.479.473	2.596.600	R
175	9.828.807.405	777.479.286	2.596.598	R
176	9.828.807.734	777.478.955	2.596.649	R
177	9.828.808.046	777.478.691	2.596.818	R
178	9.828.803.777	777.478.397	2.596.655	R
179	9.828.809.266	777.481.426	2.596.498	R
180	9.828.826.777	777.497.151	2.599.621	T
181	9.828.839.241	777.492.451	2.599.121	T
182	9.828.794.999	777.488.941	2.598.992	R
183	9.828.797.746	777.486.515	2.598.509	R
184	9.828.851.295	777.489.078	2.598.945	T
185	9.828.806.679	777.481.872	2.597.010	R
186	9.828.863.915	777.482.616	2.599.278	T
187	9.828.870.668	777.485.265	2.598.846	T
188	9.828.856.951	777.493.018	2.598.806	T
189	9.828.840.662	777.502.228	2.598.809	T
190	9.828.830.567	777.505.901	2.600.484	T
191	9.828.832.649	777.513.711	2.602.877	T
192	9.828.822.272	777.504.994	2.600.336	T
193	9.828.824.031	777.517.734	2.603.318	T
194	9.828.815.129	777.521.122	2.603.761	T
195	9.828.866.761	777.491.484	2.602.346	T
196	9.828.909.704	777.465.791	2.598.906	CM

197	9.828.905.649	777.465.249	2.598.903	CM
198	9.828.871.879	777.498.141	2.609.389	CM
199	9.828.896.556	777.474.378	2.601.580	CM
200	9.828.866.349	777.503.835	2.611.265	CM
201	9.828.899.314	777.480.807	2.602.232	CM
202	9.828.873.324	777.505.297	2.610.735	CM
203	9.828.889.320	777.492.014	2.605.659	CM
204	9.828.879.731	777.498.937	2.608.356	CM
205	9.828.884.075	777.488.503	2.606.247	CM
206	9.828.879.027	777.493.141	2.607.788	CM
A2	9.828.770.053	777.510.517	2.604.047	EST
A3	9.828.840.109	777.482.933	2.598.414	EST
207	9.828.848.827	777.465.572	2.592.484	ESTR
208	9.828.852.572	777.463.651	2.591.675	ESTR
209	9.828.852.000	777.468.661	2.592.254	ESTR
210	9.828.858.065	777.460.429	2.591.421	ESTR
211	9.828.858.306	777.461.166	2.591.346	R
212	9.828.852.666	777.465.416	2.591.666	R
213	9.828.847.707	777.471.513	2.592.494	R
214	9.828.847.819	777.469.956	2.593.283	T
215	9.828.845.289	777.472.245	2.593.561	T
216	9.828.842.212	777.462.300	2.595.986	T
217	9.828.848.774	777.476.099	2.595.775	T
218	9.828.850.022	777.419.791	2.598.422	V
219	9.828.848.700	777.403.034	2.599.480	V
220	9.828.853.038	777.381.532	2.602.005	V
221	9.828.851.934	777.372.384	2.603.517	V
222	9.828.850.858	777.368.877	2.604.163	V
223	9.828.856.078	777.363.490	2.604.937	V
224	9.828.853.216	777.358.802	2.605.702	V
225	9.828.750.690	777.511.071	2.604.515	R
226	9.828.747.012	777.514.045	2.604.715	R
227	9.828.750.291	777.516.561	2.604.259	R
228	9.828.739.670	777.512.942	2.605.084	R
229	9.828.742.893	777.513.642	2.604.785	R
230	9.828.748.282	777.517.553	2.604.272	R
231	9.828.754.551	777.515.818	2.603.587	R
232	9.828.754.867	777.519.186	2.604.379	R
233	9.828.758.646	777.520.815	2.604.084	R
234	9.828.763.150	777.517.052	2.602.649	R
235	9.828.766.371	777.521.968	2.603.551	T
236	9.828.765.053	777.512.510	2.602.916	R
237	9.828.769.651	777.517.113	2.602.421	R
238	9.828.756.565	777.512.839	2.603.623	R
239	9.828.775.573	777.516.396	2.601.984	R
240	9.828.774.276	777.512.655	2.602.001	R
241	9.828.781.706	777.513.609	2.601.709	R
242	9.828.778.858	777.510.601	2.601.630	R
243	9.828.778.853	777.510.209	2.601.605	R
244	9.828.788.482	777.510.017	2.600.936	R

245	9.828.780.378	777.501.167	2.600.468	R
246	9.828.791.265	777.501.231	2.599.683	R
247	9.828.793.645	777.494.656	2.599.267	R
248	9.828.793.979	777.512.003	2.602.582	T
249	9.828.810.968	777.491.175	2.600.609	T
250	9.828.789.211	777.516.305	2.603.331	T
251	9.828.784.338	777.519.528	2.603.919	T
252	9.828.809.753	777.499.725	2.601.203	T
253	9.828.780.479	777.520.735	2.604.498	T
254	9.828.811.915	777.508.863	2.601.457	T
255	9.828.775.575	777.524.866	2.604.856	T
256	9.828.803.148	777.512.218	2.601.934	T
257	9.828.768.402	777.523.342	2.605.127	T
258	9.828.799.387	777.504.400	2.602.184	T
259	9.828.758.041	777.522.628	2.606.195	T
260	9.828.795.366	777.498.031	2.601.438	T
261	9.828.748.157	777.519.159	2.606.876	T
262	9.828.740.713	777.517.455	2.607.357	T
263	9.828.772.930	777.529.272	2.607.698	T
264	9.828.742.349	777.527.624	2.607.771	T
265	9.828.766.633	777.531.241	2.608.259	T
266	9.828.743.660	777.535.786	2.611.122	T
267	9.828.746.249	777.542.749	2.613.733	T
268	9.828.752.864	777.529.699	2.607.020	T
269	9.828.764.848	777.543.418	2.614.135	T
270	9.828.779.697	777.542.567	2.613.610	T
271	9.828.779.696	777.542.628	2.613.595	T
272	9.828.759.541	777.530.970	2.606.866	T
273	9.828.791.570	777.542.742	2.613.627	T
274	9.828.766.783	777.527.149	2.606.297	T
275	9.828.780.722	777.532.407	2.608.645	T

ANEXO 5

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Replanteo y nivelación con estación total
UNIDAD: m2

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,05	0,01
Equipo de topografía	1,00	5,56	5,56	0,05	0,28
SUBTOTAL M					0,29

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	ORNAL/H	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Topógrafo EO C1	1,00	3,57	3,57	0,05	0,18
Cadenero	2,00	3,22	6,44	0,05	0,32
SUBTOTAL N					0,50

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Alfajía de eucalipto de 2x2x250 cm	U	0,25	3,92	0,98
Clavos	U	1,00	0,04	0,04
Pintura esmalte	gl	0,005	14,05	0,07
Brocha	U	0,002	3,25	0,01
SUBTOTAL O				1,10

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		1,89
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	0,38
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,27
VALOR OFERTADO		**2,27**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Excavación y relleno de estribos
UNIDAD: m2

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,08	0,02
Volqueta	2,00	19,60	39,20	0,08	3,14
Tractor de oruga	1,00	30,00	30,00	0,08	2,4
Cargadora frontal	1,00	30,00	30,00	0,08	2,4
Vibroapisonador	1,00	4,90	4,90	0,08	0,39
SUBTOTAL M					8,35

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	ORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Chofer EO C1	2,00	3,57	7,14	0,08	0,57
Operador de tractor de oruga	1,00	3,57	3,57	0,08	0,29
Operador de cargadora frontal	1,00	3,57	3,57	0,08	0,29
Ayudante de operador	1,00	3,22	3,22	0,08	0,26
Peón	4,00	3,1	12,4	0,08	0,99
SUBTOTAL N					2,40

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL O				0,00

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		10,75
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	2,15
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		12,90
VALOR OFERTADO		**12,90**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Replantillo de H.S. f'c= 180 kg/cm2 e=5 cm
UNIDAD: m3

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,50	0,13
Concretera	1,00	2,95	2,95	0,50	1,48
SUBTOTAL M					1,61

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	0,50	0,36
Albañil	1,00	3,22	3,22	0,50	1,61
Peón	8,00	3,1	24,8	0,50	12,4
SUBTOTAL N					14,37

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Cemento	sac	6,60	7,95	52,47
Agregado fino	m3	0,49	5,70	2,79
Agregado grueso	m3	0,780	3,75	2,93
Agua	m3	0,22	3,75	0,83
SUBTOTAL O				59,02

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			75,00
INDIRECTOS Y UTILIDADES %		20%	15,00
OTROS INDIRECTOS %			0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO			90,00
VALOR OFERTADO			**90,00**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Encofrado de madera para estribos
UNIDAD: m2

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	1,00	0,25
SUBTOTAL M					0,25

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	1,00	3,57	3,57	1,00	3,57
Albañil	1,00	3,22	3,22	1,00	3,22
Peón	5,00	3,1	15,5	1,00	15,5
SUBTOTAL N					22,29

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Tabla para encofrado de 20 cm	U	2,50	1,79	4,48
Alfajía de eucalipto de 6x6x250 cm cepilla	U	1,00	3,90	3,90
Puntales de eucalipto de 8x240 cm	U	1,00	1,50	1,50
Clavos	U	30,00	0,04	1,20
SUBTOTAL O				11,08

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)			33,62
INDIRECTOS Y UTILIDADES %		20%	6,72
OTROS INDIRECTOS %			0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO			40,34
VALOR OFERTADO			**40,34**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 18 mm
UNIDAD: Kg

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,04	0,01
Dobladora	1,00	1,76	1,76	0,04	0,06
Moladora	1,00	0,25	0,25	0,04	0,01
SUBTOTAL M					0,08

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	0,04	0,02
Fierrero	1,00	3,22	3,22	0,04	0,11
Peón	2,00	3,1	6,2	0,04	0,22
SUBTOTAL N					0,35

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø=20 m	kg	1,10	1,21	1,33
Alambre de amarre No. 18	kg	0,10	2,49	0,25
SUBTOTAL O				1,58

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		2,01
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	0,40
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,41
VALOR OFERTADO		**2,41**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 18 mm
UNIDAD: Kg

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,03	0,01
Dobladora	1,00	1,76	1,76	0,03	0,05
Moladora	1,00	0,25	0,25	0,03	0,01
SUBTOTAL M					0,07

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	0,03	0,02
Fierrero	1,00	3,22	3,22	0,03	0,1
Peón	2,00	3,1	6,2	0,03	0,19
SUBTOTAL N					0,31

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø=18 m	kg	1,10	1,21	1,33
Alambre de amarre No. 18	kg	0,10	2,49	0,25
SUBTOTAL O				1,58

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		1,96
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	0,39
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,35
VALOR OFERTADO		**2,35**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 16 mm
UNIDAD: Kg

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,02	0,01
Dobladora	1,00	1,76	1,76	0,02	0,04
Moladora	1,00	0,25	0,25	0,02	0,01
SUBTOTAL M					0,06

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	0,02	0,01
Fierrero	1,00	3,22	3,22	0,02	0,06
Peón	2,00	3,1	6,2	0,02	0,12
SUBTOTAL N					0,19

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø=16 mm	kg	1,10	1,21	1,33
Alambre de amarre No. 18	kg	0,10	2,49	0,25
SUBTOTAL O				1,58

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		1,83
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	0,37
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,20
VALOR OFERTADO		**2,20**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 16 mm
UNIDAD: Kg

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,02	0,01
Dobladora	1,00	1,76	1,76	0,02	0,04
Moladora	1,00	0,25	0,25	0,02	0,01
SUBTOTAL M					0,06

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	0,02	0,01
Fierrero	1,00	3,22	3,22	0,02	0,06
Peón	2,00	3,1	6,2	0,02	0,12
SUBTOTAL N					0,19

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø=16 mm	kg	1,10	1,21	1,33
Alambre de amarre No. 18	kg	0,10	2,49	0,25
SUBTOTAL O				1,58

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		1,83
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	0,37
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,20
VALOR OFERTADO		**2,20**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 12mm
UNIDAD: Kg

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,01	0,0025
Dobladora	1,00	1,76	1,76	0,01	0,0176
Moladora	1,00	0,25	0,25	0,01	0,0025
SUBTOTAL M					0,02

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	0,01	0,01
Fierrero	1,00	3,22	3,22	0,01	0,03
Peón	2,00	3,1	6,2	0,01	0,06
SUBTOTAL N					0,10

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø=12 m	kg	1,10	1,21	1,33
Alambre de amarre No. 18	kg	0,10	2,49	0,25
SUBTOTAL O				1,58

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		1,70
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	0,34
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,04
VALOR OFERTADO		**2,04**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 10mm
UNIDAD: Kg

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,01	0,0025
Dobladora	1,00	1,76	1,76	0,01	0,0176
Moladora	1,00	0,25	0,25	0,01	0,0025
SUBTOTAL M					0,02

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	0,01	0,01
Fierrero	1,00	3,22	3,22	0,01	0,03
Peón	2,00	3,1	6,2	0,01	0,06
SUBTOTAL N					0,10

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø=10 m	kg	1,10	1,21	1,33
Alambre de amarre No. 18	kg	0,10	2,49	0,25
SUBTOTAL O				1,58

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		1,70
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	0,34
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,04
VALOR OFERTADO		**2,04**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø = 32mm
UNIDAD: Kg

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,04	0,01
Dobladora	1,00	1,76	1,76	0,04	0,07
Moladora	1,00	0,25	0,25	0,04	0,01
SUBTOTAL M					0,09

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	0,04	0,03
Fierrero	1,00	3,22	3,22	0,04	0,13
Peón	2,00	3,1	6,2	0,04	0,25
SUBTOTAL N					0,41

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Acero de refuerzo fy=4200 kg/cm2 Ø=32 m	kg	1,10	1,21	1,33
Alambre de amarre No. 18	kg	0,10	2,49	0,25
SUBTOTAL O				1,58

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		2,08
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	0,42
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		2,50
VALOR OFERTADO		**2,50**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Hormigon estructural de cemento chimborazo f´c=280 kg/cm2 en estribos, viga, losa, diafragma
UNIDAD: m3

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	1,00	0,25
Vibrador	1,00	2,42	2,42	1,00	2,42
SUBTOTAL M					2,67

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	1,00	0,71
Albañil	1,00	3,22	3,22	1,00	3,22
Peón	2,00	3,1	6,2	1,00	6,2
SUBTOTAL N					10,13

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Hormigón Premezclado	U	1,00	125,00	125,00
SUBTOTAL O				125,00

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		137,80
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	27,56
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		165,36
VALOR OFERTADO		**165,36**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Tubo PVC 110mm. Para drenaje
UNIDAD: U

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,25	0,06
Vibrador	1,00	2,42	2,42	0,25	0,61
SUBTOTAL M					0,67

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	0,25	0,18
Albañil	1,00	3,22	3,22	0,25	0,81
Peón	1,00	3,1	3,1	0,25	0,78
SUBTOTAL N					1,77

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Tubo PVC 110 mm x 3m	U	0,330	12,36	4,08
Polipega	gl	0,002	43,43	0,09
Polilimpia	gl	0,002	32,96	0,07
SUBTOTAL O				4,24

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		6,68
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	1,34
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		8,02
VALOR OFERTADO		**8,02**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Junta de diltacion tipo III MOP
UNIDAD: U

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	1,25	0,31
SUBTOTAL M					0,31

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil	0,20	3,57	0,71	1,25	0,89
Albañil	1,00	3,22	3,22	1,25	4,03
Peón	1,00	3,1	3,1	1,25	3,88
SUBTOTAL N					8,80

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Junta de diltacion tipo III MOP	U	1,000	82,10	82,10
SUBTOTAL O				82,10

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		91,21
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	18,24
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		109,45
VALOR OFERTADO		**109,45**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Junta de diltacion tipo III MOP
UNIDAD: U

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	1,25	0,31
SUBTOTAL M					0,31

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil	0,20	3,57	0,71	1,25	0,89
Albañil	1,00	3,22	3,22	1,25	4,03
Peón	1,00	3,1	3,1	1,25	3,88
SUBTOTAL N					8,80

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Junta de diltacion tipo III MOP	U	1,000	82,10	82,10
SUBTOTAL O				82,10

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		91,21
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	18,24
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		109,45
VALOR OFERTADO		**109,45**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Obra falsa para encofrado de vigas, diafragmas y losa
UNIDAD: U

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	20,00	5,00
SUBTOTAL M					5

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	20,00	14,2
Albañil	6,00	3,22	19,32	20,00	386,4
Peón	6,00	3,1	18,6	20,00	372
SUBTOTAL N					772,60

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Obra falsa para encofrado de vigas, diafragmas y losa	gl	1,000	6625,98	6625,98
SUBTOTAL O				6625,98

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		7403,58
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	1480,72
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		8884,30
VALOR OFERTADO		**8884,30**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Barandales metálicos
UNIDAD: Kg

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,03	0,01
Amoladora	1,00	1,61	1,61		0,00
SUBTOTAL M					0,01

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	0,03	0,02
Albañil	1,00	3,22	3,22	0,03	0,1
Peón	2,00	3,1	6,2	0,03	0,19
SUBTOTAL N					0,31

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Barandales metálicos 3''	Kg	0,200	92,40	18,48
SUBTOTAL O				18,48

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		18,80
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	3,76
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		22,56
VALOR OFERTADO		**22,56**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Señalizacion al lado de la carretera 0.75x0.75 (alto, limite de vel. cruce peatonal)
UNIDAD: U

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	1,00	0,25
SUBTOTAL M					0,25

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	1,00	0,71
Albañil	1,00	3,22	3,22	1,00	3,22
Peón	2,00	3,1	6,2	1,00	6,2
SUBTOTAL N					10,13

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Señalizacion carretera 0.75x0.75	U	1,000	138,75	138,75
Cemento	sac	0,500	7,95	3,98
Agregado fino	m3	0,020	5,70	0,11
Agregado grueso	m3	0,03	3,75	0,11
Agua	m3	0,22	3,75	0,83
SUBTOTAL O				143,78

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		154,16
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	30,83
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		184,99
VALOR OFERTADO		**184,99**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Tachas 3M Serie 290 ASTM E809
UNIDAD: U

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,20	0,05
SUBTOTAL M					0,05

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Maestro Mayor ejec.obras civil EO C1	0,20	3,57	0,71	0,20	0,14
Albañil	1,00	3,22	3,22	0,20	0,64
Peón	2,00	3,1	6,2	0,20	1,24
SUBTOTAL N					2,02

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Tachas 3M Serie 290 ASTM E809	U	1,000	5,67	5,67
Pega para tachas	lt	0,500	7,80	3,90
SUBTOTAL O				9,57

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		11,64
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	2,33
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		13,97
VALOR OFERTADO		**13,97**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Pintura de Trafico
UNIDAD: m2

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,50	0,13
Equipo soplete pintura-trafico	1,00	5,56	5,56	0,50	2,78
SUBTOTAL M					2,91

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Albañil	1,00	3,22	3,22	0,50	1,61
Peón	1,00	3,1	3,1	0,50	1,55
SUBTOTAL N					3,16

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Pintura de tráfico	gl	0,060	28,72	1,72
SUBTOTAL O				1,72

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		7,79
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	1,56
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		9,35
VALOR OFERTADO		**9,35**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Agua para control de polvo
UNIDAD: m3

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,17	0,04
Tanquero	1,00	12,00	12,00	0,17	2,04
SUBTOTAL M					2,08

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Chofer EO C1	1,00	3,57	3,57	0,17	0,61
Peón	1,00	3,1	3,1	0,17	0,53
SUBTOTAL N					1,14

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
Pintura de tráfico	gl	0,060	28,72	1,72
SUBTOTAL O				1,72

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		4,94
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	0,99
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		5,93
VALOR OFERTADO		**5,93**

ANÁLISIS DE PRECIOS UNITARIOS

RUBRO: Limpieza y desalojo de material
UNIDAD: m3

EQUIPOS

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	TARIFA	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Herramienta menor	1,00	0,25	0,25	0,06	0,02
Volqueta	2,00	19,60	39,20	0,06	2,35
Cargadora frontal	1,00	30,00	30,00	0,06	1,80
SUBTOTAL M					4,17

MANO DE OBRA

DESCRIPCIÓN	CANTIDAD	JORNAL/HR	COSTO HORA	RENDIMIENTO	COSTO
	A	B	C=A*B	R	D=C*R
Chofer EO C1	2,00	3,57	7,14	0,06	0,43
Operador de cargadora fronta	1,00	3,57	3,57	0,06	0,21
Ayudante de operador	1,00	3,22	3,22	0,06	0,19
SUBTOTAL N					0,83

MATERIALES

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	PRECIO UNIT.	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL O				0,00

TRANSPORTE

DESCRIPCIÓN	UNIDAD	CANTIDAD	TARIFA	COSTO
		A	B	C=A*B
SUBTOTAL P				0,00

TOTAL COSTO DIRECTO (M+N+O+P)		5,00
INDIRECTOS Y UTILIDADES %	20%	1,00
OTROS INDIRECTOS %		0,00
COSTO TOTAL DEL RUBRO		6,00
VALOR OFERTADO		**6,00**

ANEXO 6

ANEXO 7